

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

RADU AGENT



**EXPERTIZAREA ȘI PUNEREA ÎN SIGURANȚĂ
A CLĂDIRILOR EXISTENTE
AFECTATE DE CUTREMURE**

Editura FAST PRINT

CAPITOLUL 1

CRITERII GENERALE PENTRU ESTIMAREA ȘI CONTROLUL NIVELULUI DE ASIGURARE A PROTECȚIEI ANTISEISMICE LA CLĂDIRILE EXISTENTE

1.1. Elemente introductive

1.1.1. În cadrul acestui capitol se face o prezentare recapitulativă a unora din principalele noțiuni de inginerie seismică, cunoscute din cursurile de specialitate predate în Facultate și care sunt reluate sintetic aici, ca bază în activitatea de expertizare a clădirilor existente și de punere a lor în siguranță sub aspectul protecției antiseismice.

Pentru a nu extinde prea mult prezentarea și întreg conținutul cursului de față, având în vedere varietatea foarte mare a tipurilor de construcții civile și industriale la care ar trebui să se refere, - s-a luat ca referință categoria cea mai frecvent întâlnită și totodată de cel mai larg interes actual și anume *clădirile civile etajate cu structuri din beton armat sau cu pereți portanți de zidărie*. Din cele ce urmează, unele aspecte privesc strict această categorie de clădiri, altele însă pot fi în egală măsură extinse și la alte tipuri de construcții, civile sau industriale, cu adaptările corespunzătoare.

1.1.2. Examinarea unei construcții existente și proiectarea intervențiilor necesare pentru punerea ei în siguranță în raport cu acțiunea unor viitoare cutremure trebuie să aibă în vedere următoarele aspecte:

a) Asigurarea unei concepții constructive de ansamblu favorabile, care să permită un răspuns în condiții avantajoase la acțiunile seismice. Este de subliniat că sub acest aspect, la clădirile existente și în special la cele mai vechi, se pun de multe ori probleme și în ceea ce privește preluarea în bune condiții a încărcărilor gravitaționale, în sensul că expertiza poate scoate în evidență defecțiuni importante și din acest punct de vedere, ca: necorespondențe pe verticală ale elementelor portante, slăbiri ale unor elemente portante datorită unor deficiențe de execuție sau datorită coroziunii, etc.

b) Verificarea prin calcul a structurii de rezistență, care trebuie să cuprindă: *verificările de rezistență* (determinarea capacității portante), *de rigiditate* (limitarea deformațiilor laterale sub acțiunea forțelor orizontale seismice) și *de ductilitate*

(capacitatea de dezvoltare a deformațiilor post-elastice fără a atinge starea de colaps). În mod special, cerințele de ductilitate se referă la structurile sau la părțile lor componente pentru care sub acțiunea solicitărilor seismice este inevitabilă intrarea lor în domeniul post-elastic, ceea ce pentru construcțiile civile obișnuite reprezintă cazul curent.

c) Alcătuirea de detaliu a elementelor structurale și a legăturilor dintre ele.

Sub toate aceste aspecte, obiectul expertizelor tehnice și al proiectelor de intervenție îl constituie atât structura de rezistență supradetaliată, cât și fundațiile și elementele de infrastructură care conlucrează cu fundațiile. De asemenea, o atenție corespunzătoare trebuie să fie dată și alcătuirii elementelor nestructurale (pereți despărțitori și de închidere, ornamente arhitecturale, atice, etc.) și legăturilor lor cu structura principală de rezistență.

1.2. Concepția constructivă de ansamblu

1.2.1. Față de perioada de început a proiectării antiseismice (aproximativ până în anii '50), în care luarea în considerare a cerințelor de bună comportare la acțiunea cutremurelor se limita practic la un calcul la forțe orizontale, - un pas important înainte a fost marcat de momentul când s-a formulat și s-a asimilat ideea că o importanță cel puțin egală cu cea a verificării prin calcul o are **asigurarea unei concepții controlate de ansamblu a clădirii**. Astăzi, această cerință a devenit unanim recunoscută și a fost confirmată ca esențială de constatările de la cutremurele puternice din ultima jumătate de secol, atât din România, cât și din alte țări, ca S.U.A., Mexic, Chile, Algeria, Turcia, Iran ș.a. [11], [13], [20], [37].

Defecțiunile din punctul de vedere al alcătuirii constructive de ansamblu ce se constată la expertizarea clădirilor existente, dacă nu este posibil să fie eliminate prin măsurile de intervenție propuse, trebuie să constituie o temă pentru verificări speciale prin calcul.

1.2.2. Un prim obiect al controlului alcătuirii de ansamblu a unei construcții îl constituie verificarea modului de preluare și de transmitere până la terenul de fundație a încărcărilor gravitaționale, în sensul arătat mai înainte la paragr. 1.1.2.a. Este de verificat în primul rând corespondența pe verticală a elementelor portante verticale (stâlpi, pereți structurali), iar în cazurile când sub acest aspect se detectează decalaje și ele nu pot fi

eliminate prin măsuri de intervenție structurale, este necesară o analizare detaliată a schemei de transmitere a încărcărilor gravitaționale de la un nivel la altul. În mod special trebuie să se evite rezemările stâlpilor pe grinzi, rezemările de ordin superior ale grinzilor, etc. În toate aceste cazuri, devine important să se țină seama în calcul și de efectul componentelor verticale ale forțelor seismice.

Astfel de probleme apar în mod frecvent îndeosebi la clădirile care în timp au suferit supraetajări sau transformări funcționale radicale.

1.2.3. Controlul influenței alcătuirii de ansamblu asupra comportării construcțiilor la acțiunea forțelor orizontale seismice privește în principal următoarele aspecte:

a) Asigurarea existenței unor elemente de preluare a forțelor orizontale acționând după orice direcție în plan. Este totodată recomandabil ca rigiditățile la deplasări laterale ale elementelor portante respective să fie de același ordin de mărime după direcțiile principale ale structurii (în cazul construcțiilor de formă ortogonală, direcția longitudinală și cea transversală).

b) Detectarea prezenței unor eventuale legături locale slabe între corpurile de clădire învecinate, situație în care la proiectarea unei clădiri noi s-ar fi impus separarea prin rost antiseismic a corpurilor respective. Dacă problema apare la o construcție existentă, la care un astfel de rost nu a fost prevăzut, poate deveni indispensabilă crearea lui prin lucrările de intervenție.

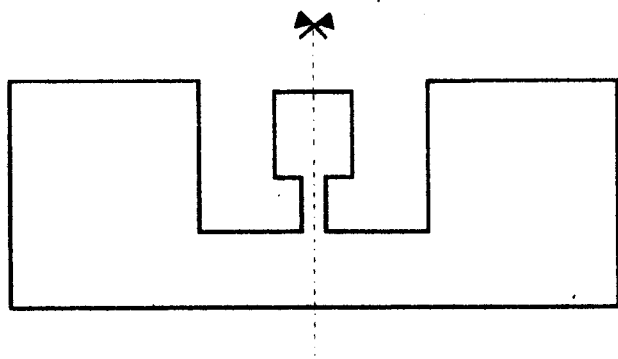


Fig. 1.1

Ca exemplu, în fig.1.1 este arătată forma generală în plan a clădirii recent expertizate a Tribunalului Municipiului București, construcție cu subsol, parter și etaj, cu planșee de lemn și ziduri portante. În zona de joncțiune între corpul principal în formă de U și corpul anexă din axul transversal,

legătura între cele două corpuri printr-un coridor de lățime redusă a fost în mod evident insuficientă pentru a asigura conlucrarea lor în bune condiții sub acțiunea cutremurelor, astfel că pereții portanți din zona respectivă de legătură au prezentat numeroase fisuri. S-a preconizat de aceea introducerea unui rost antiseismic ca în fig.1.2.

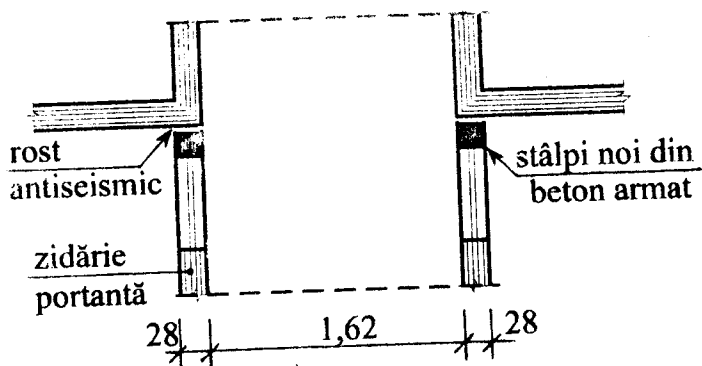
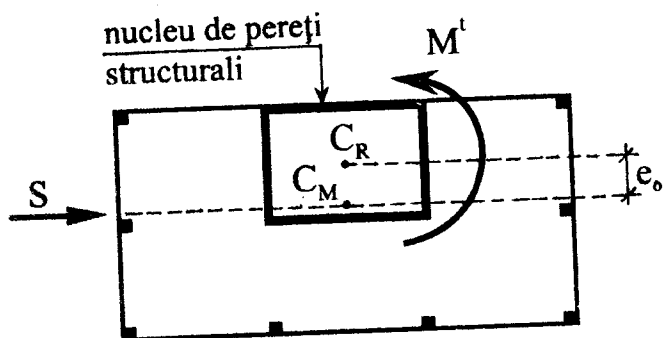


Fig. 1.2

c) Un obiectiv important îl constituie **evitarea producerii fenomenelor de torsiune generală sub acțiunea forțelor orizontale**, ca urmare a asimetriilor de mase și rigidități, respectiv existenței unei excentricități pronunțate a centrului maselor în raport cu centrul rigidităților la deplasări laterale ale elementelor portante verticale (fig.1.3).



C_R = centrul rigidităților

C_M = centrul maselor

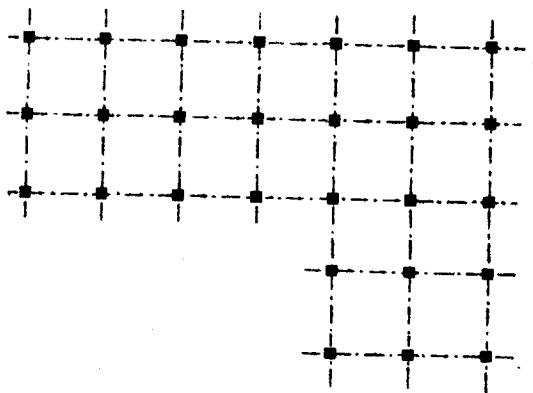
S = rezultanta forțelor orizontale seismice

$M^t = S e_0$ = moment de torsiune generală

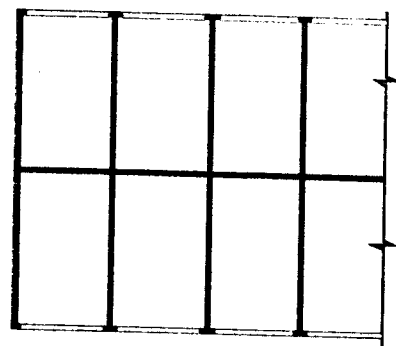
Fig. 1.3

Din punctul de vedere al excentricităților **în plan**, este necesar să deosebim două categorii de structuri:

- Structurile caracterizate printr-o distribuție aproape uniformă în plan a rigidităților elementelor portante și la care totodată de regulă distribuția în plan a acestora urmărește practic pe cea a maselor. Această categorie de structuri, în care intră cele în cadre etajate (fig.1.4.a) și cele cu pereți portanți deși (la fiecare travee), cunoscute și sub numele de "tip fagure" (fig.1.4.b), pot fi în general denumite **structuri cu rigidități distribuite**. La astfel de tipuri de construcții, chiar dacă forma în plan a clădirii prezintă asimetrii, ca în fig.1.4.a, pericolul unor torsiuni importante sub acțiunea forțelor orizontale seismice este minor.



(a)



(b)

Fig. 1.4

- Structurile cu pereți portanți rari, din beton armat sau din zidărie și la care pereții structurali au rigidități dominante în raport cu cele ale eventualelor stâlpi intermediari, ca în fig.1.5 și deci intervin **rigidități concentrate în câteva elemente**, care atrag spre ele cea mai mare parte din forțele orizontale seismice. În astfel de cazuri o excentricitate pronunțată a centrului maselor în raport cu centrul rigidităților capătă o importanță hotărâtoare, orice amplasare necontrolată în plan a pereților structurali

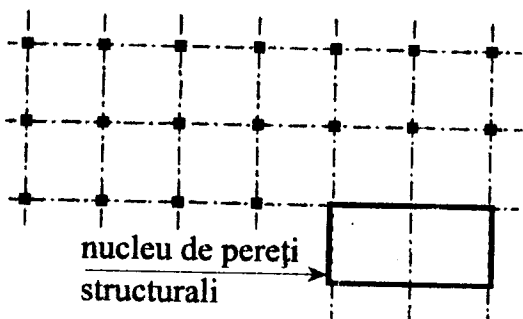


Fig. 1.5

putând conduce la solicitări de torsiune generală foarte defavorabile. În această categorie pot intra de la caz la caz și clădirile în cadre etajate, dacă existența unor pereți nestructurali despărțitori sau de închidere masivi schimbă jocul de rigidități față de cel ca în fig. 1.4.a, apropiindu-l de cel din fig.1.5.

Deci condițiile constructive de alcătuire de ansamblu care vizează eliminarea sau reducerea la minimum a excentricităților în plan între centrele maselor și ale rigidităților privesc în special construcțiile cu rigidități concentrate.

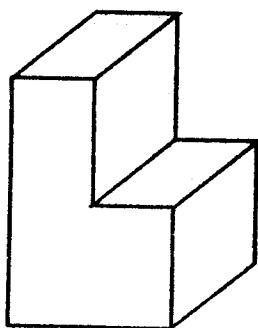


Fig. 1.6

O altă categorie de excentricități o formează cele datorate asimetriilor **pe verticală** (corpuri de clădire învecinate cu diferențe mari de înălțime, neseperate între ele prin rosturi antiseismice, ca în fig.1.6). De regulă, în astfel de situații, la clădirile existente este destul de dificil să se elimine această deficiență prin crearea de rosturi antiseismice, astfel că torsiunile respective trebuie luate ca atare și verificate cu atenție prin calcul consecințele lor, iar măsurile de remediere posibile trebuie

analizate cu atenție de la caz la caz.

d) Controlul gradului în care planșeele, lucrând ca șaibe orizontale, asigură sau nu o *conlucrare spațială a structurii* la acțiunea unor forțe orizontale dirijate după orice direcție în plan.

La clădirile vechi, cu ziduri portante și planșee de lemn sau din bolțișoare de cărămidă pe grinzi metalice, planșeele nu asigură o conlucrare spațială a ansamblului zidurilor portante, ceea ce însă nu constituie în sine un defect al structurii, ci are în special dezavantajul că unele linii de șpaleți de zidărie, mai slăbite prin goluri de uși sau de ferestre, nu pot fi "ajutate" printr-o conlucrare spațială cu alte linii de șpaleți mai puternice. Preconizarea prin proiectul de consolidare a înlocuirii parțiale sau totale a planșeelor respective cu planșee de beton armat aduce avantaje importante din acest punct de vedere și rezolvă implicit în bune condiții și cerințele de ancorare reciprocă între planșee și zidurile portante. Trebuie însă să se aibă în vedere că prin crearea în acest mod a unor șaibe orizontale rigide, care să asigure o conlucrare spațială între elementele portante verticale, se creează în același timp și condiții pentru manifestarea mai pronunțată a unor torsiuni generale atunci când asimetriile de mase și rigidități le provoacă. De aceea, în situațiile când prin soluțiile de consolidare propuse se creează șaibe orizontale rigide la nivelul planșeelor, este necesară și o preocupare pentru reducerea prin măsuri adecvate a asimetriilor de rigidități și luarea în considerare în calcul a efectului defavorabil al torsiunii generale.

e) În situațiile când nu pot fi evitate torsiuni generale mai importante, este de dorit ca acestea să fie preluate de elementele portante verticale (pereți structurali) cu un braț de pârghie cât mai mare. În acest scop, este avantajos să se prevadă, cel puțin după una din

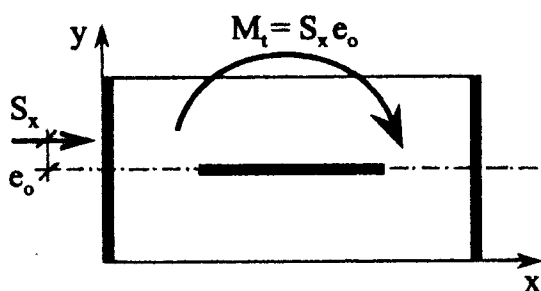


Fig. 1.7

direcții, *pereți structurali dispuși la extremitățile construcției* (corpului de clădire), ca în fig.1.7. În figură este arătat cazul unei clădiri cu perete structural unic după una din direcții (x), deci care pentru forțe orizontale acționând după direcția respectivă nu are practic nici o capacitate

de preluare a unor momente de torsiune generală. Amplasarea după cealaltă direcție (y) a unor pereți la extremitățile construcției creează un cuplu de elemente portante cu un braț de pârghie avantajos (a_x), care preia în condiții favorabile momentele de torsiune generală, indiferent care este direcția de acțiune a forței orizontale seismice (în figură S_x).

La construcțiile mai înalte și dezvoltate în plan, prevederea de pereți structurali perimetrali este în orice caz recomandată. Chiar dacă structura este simetrică și deci nu generează prin alcătuirea ei torsiuni generale sub acțiunea forțelor orizontale, o excentricitate a rezultantei forțelor orizontale seismice este oricum totdeauna inevitabilă,

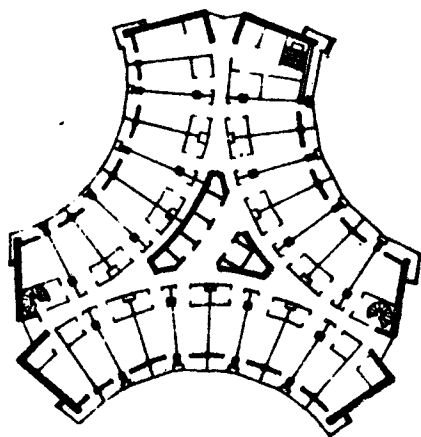


Fig. 1.8

datorită caracterului nesincron al acțiunii mișcării seismice (așa numita "excentricitate adițională") dificil de evaluat cantitativ și pentru care prescripțiile dau valori convenționale aproximative. În fig.1.8 este arătată schema în plan a structurii clădirii Hotelului Intercontinental din București, în formă de Y și având la extremitatea fiecăreia din cele trei aripi componente pereți structurali "de torsiune".

f) Un perete structural de beton armat, care sub acțiunea forțelor gravitaționale și a celor orizontale seismice este solicitat la compresiune excentrică, se dimensionează totdeauna astfel ca mecanismul lui de cedare să fie ductil, deci ca înainte de cedarea zonei comprimate armăturile din zona întinsă să fi atins limita de curgere și să fi intrat suficient de mult pe palierul de curgere (vezi paragr.1.5). În aceste condiții, dacă valorile forțelor orizontale sunt date, orice spor de încărcare verticală favorizează comportarea elementului, aducând o compresiune prin care eforturile din zona întinsă a secțiunii se micșorează și se ajunge astfel la o armare mai economică. O încărcare gravitațională insuficientă în raport cu mărimea forțelor orizontale aferente peretelui structural respectiv duce pe de o parte la necesitatea unei armări verticale oneroase, iar pe de altă parte creează dificultăți și în ceea ce privește realizarea unei bune încastrări la bază a peretelui în fundație și apoi a acesteia în terenul de fundație.

De aceea, este totdeauna necesar ca pentru fiecare perete structural să se asigure o încărcare verticală suficientă în raport cu mărimea momentului încovoietor la bază produs de forțele orizontale aferente. Îndeplinirea acestei cerințe de *lestare* este de multe ori esențială pentru asigurarea unei bune comportări a pereților structurali de beton armat și a infrastructurii lor și pentru realizarea unei armări economice.

Situația se prezintă în mod analog, chiar mai marcat, la pereții portanți din zidărie de cărămidă, având în vedere că la aceștia nu se contează deloc pe rezistența zidăriei la întindere.

În fig.1.9.a este arătat un exemplu de structură din beton armat cu nucleu central de pereți structurali și cu stâlpi perimetrali, iar în fig.1.9.b este reprezentată aceeași structură,

dar în care s-au introdus și stâlpi suplimentari în apropierea nucleului central, ceea ce reprezintă o soluție defavorabilă prin faptul că deștează nucleul central.

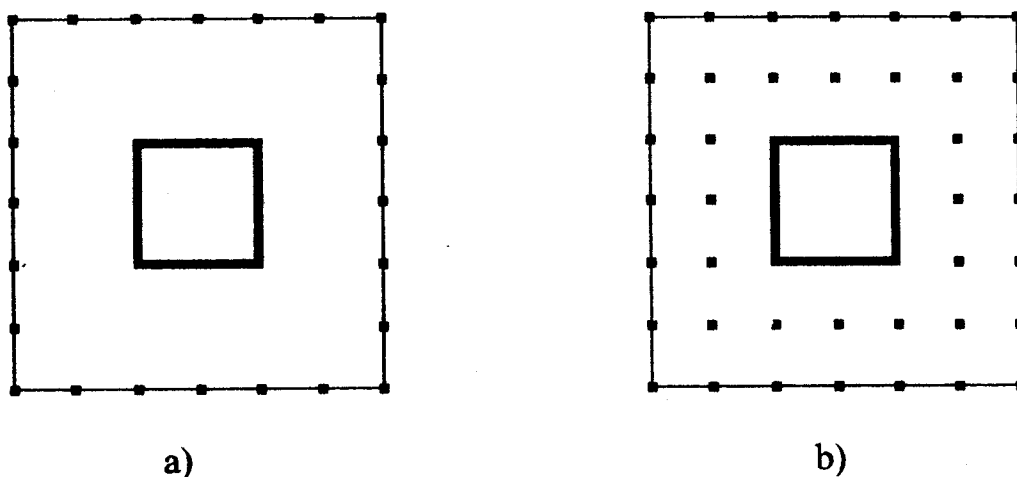


Fig. 1.9

1.3. Verificarea de rezistență

1.3.1. *Semnificația valorilor de calcul ale forțelor seismice*

Verificarea la starea limită de rezistență la încărcările obișnuite (gravitaționale și climatice) prezintă ca principale caracteristici:

- faptul că încărcările de calcul sunt cunoscute, valorile lor fiind stabilite prin prescripții, pe baze probabilistice;
- verificarea de rezistență a unei structuri constă în determinarea eforturilor secționale produse de aceste forțe și compararea lor cu eforturile secționale capabile, în fiecare secțiune.

Chiar în situațiile când în locul forțelor date intervin deformații impuse, cum este de exemplu cazul la solicitările produse de variații sau de gradient de temperatură, acestea pot fi transformate tot în eforturi secționale, la fel ca în cazul când încărcările sunt date sub formă de forțe.

Spre deosebire de această situație, în cazul verificării la solicitări seismice, singurul element obiectiv de intrare în calcul îl constituie mișcarea solului, cu caracteristici cunoscute din măsurători efectuate la cutremure anterioare (seismograme, respectiv accelerograme), care devin deplasări impuse la baza construcției. Forțele cu care se încarcă structura reprezintă forțele de inerție din vibrația acesteia sub impulsul deplasărilor aplicate la bază. În consecință, valorile forțelor seismice de calcul sunt determinate pe baza

unui calcul dinamic al structurii, deci depind nu numai de caracteristicile mișcării solului, ci și de cele dinamice ale structurii.

Un al doilea aspect specific calculului la solicitări seismice îl constituie faptul că la construcțiile obișnuite nu este practic posibilă, în condiții economice rezonabile, o dimensionare de așa natură a structurii încât ea să se mențină în domeniul elastic pe durata cutremurului, ci sunt inevitabile incursiuni în domeniul post-elastic. Acestea se materializează prin deformări plastice în zonele mai puternic solicitate, denumite **zone plastice potențiale**. Prin raport cu denumirea cunoscută de **articulații plastice**, cea de zone plastice este mai apropiată de realitate, traducând faptul că deformările plastice nu sunt punctuale, ci se extind pe o anumită lungime de element.

Pentru ilustrarea acestui aspect, se folosește de regulă o reprezentare simplificată ca în fig.1.10, în care structura se reduce la axul ei (fig.1.10.a), iar deplasarea laterală produsă de rezultanta S a forțelor orizontale seismice, variabile pe înălțime, se notează cu Δ . De asemenea forțele seismice reale cu caracter alternant sunt figurate ca forțe statice monotone crescătoare, ca în fig.1.10.b.

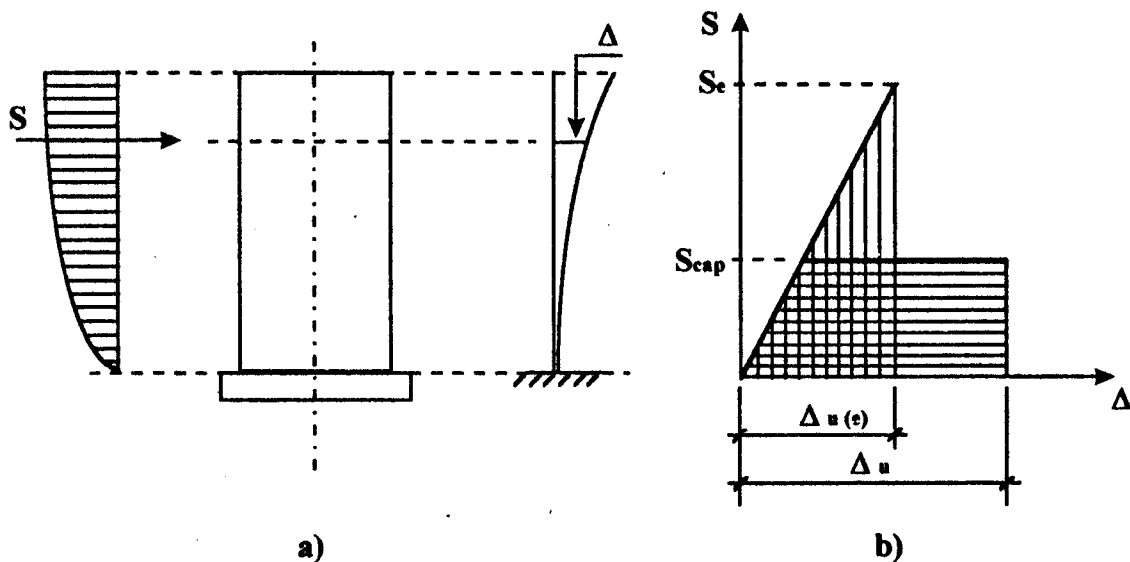


Fig. 1.10

În figură s-au mai folosit următoarele notații:

S_e - mărimea forței totale seismice S pe care construcția ar trebui să o poată prelua pentru ca pe toată durata cutremurului să rămână în stadiul elastic;

$\Delta u(e)$ - valoarea ultimă a deplasării Δ corespunzătoare la S_e (deplasare elastică);

S_{cap} - mărimea forței seismice capabile a construcției în situația reală obișnuită când structura nu are capacitatea să preia forța S_e , respectiv intră în domeniul post-elastic la o valoare a forței seismice $S_{cap} < S_e$;

Δ_u - valoarea ultimă a deplasării Δ corespunzătoare la S_{cap} (deplasare elasto-plastică).

Porțiunile hașurate ale diagramelor $S_e - \Delta_u$ (e) și $S_{cap} - \Delta_u$ din fig.1.10.b reprezintă energia pe care o poate prelua structura prin înmagazinare și disipare, în cele două cazuri figurate. După criteriul energetic, pentru ca o construcție să fie capabilă să reziste la o solicitare seismică dată, această energie “capabilă” trebuie să acopere energia indusă de cutremur. Este de subliniat că în cele două cazuri reprezentate în figură energia indusă de cutremur nu are aceeași valoare, cu alte cuvinte pentru ca structura să reziste la un cutremur cu aceleași caracteristici, ariile celor două diagrame nu vor rezulta riguros egale între ele.

Faptul că diagramele din figură sunt construite admitând că forțele orizontale sunt statice, monoton crescătoare, face ca ele să nu fie strict reprezentative pentru solicitarea reală alternantă. Totuși, o asemenea reprezentare păstrează cel puțin o utilitate demonstrativă, pentru că permite înțelegerea mai ușoară a unor aspecte legate de determinarea forțelor seismice de calcul. În cele ce urmează, se va utiliza pentru aceste forțe, date în prescripții (coduri), denumirea de *forțe seismice de cod*, preluată din literatura americană și încetățenită de mai mult timp și la noi.

Din fig.1.10.b rezultă următoarele:

a) Stabilirea prin prescripțiile de proiectare a unor valori pentru forțele seismice de cod presupune implicit ca posibilă o anumită amploare a incursiunii structurii în domeniul post-elastic pentru a atinge deplasarea maximă Δ_u fără colaps, deci o anumită ductilitate a structurii. În consecință, la verificarea prin calcul a unei clădiri existente, dacă din verificarea de ductilitate (vezi cap.1.5) rezultă că structura nu prezintă ductilitatea necesară, valorile forțelor de cod trebuie să fie rectificate (majorate) în consecință. Problema sub această formă se pune în primul rând la construcțiile cu pereți portanți din zidărie de cărămidă, dar s-a constatat că în unele cazuri intervine și la clădiri cu schelet de beton armat, în special dacă stâlpii sunt suprasolicitați la compresiune. Această discuție va fi reluată mai pe larg în cap. 1.5 referitor la verificarea de ductilitate.

b) Forța S_{cap} nu măsoară capacitatea de rezistență a structurii la acțiunea forțelor orizontale seismice, ci exprimă numai *nivelul ei de asigurare în stadiul elastic*.

c) Corelarea între stabilirea forței de cod și a ductilității necesare reprezintă o problemă nedeterminată, deci cu o infinitate de soluții. În fig.1.11 se arată cum trei variante posibile pentru stabilirea valorii S_{cap} necesare, adică a forței de cod (notate cu S_1 , S_2 și S_3) sunt fiecare condiționate de câte o valoare corespunzătoare a deplasării ultime (Δ_{u1} , Δ_{u2} și Δ_{u3}), respectiv a ductilității structurii.

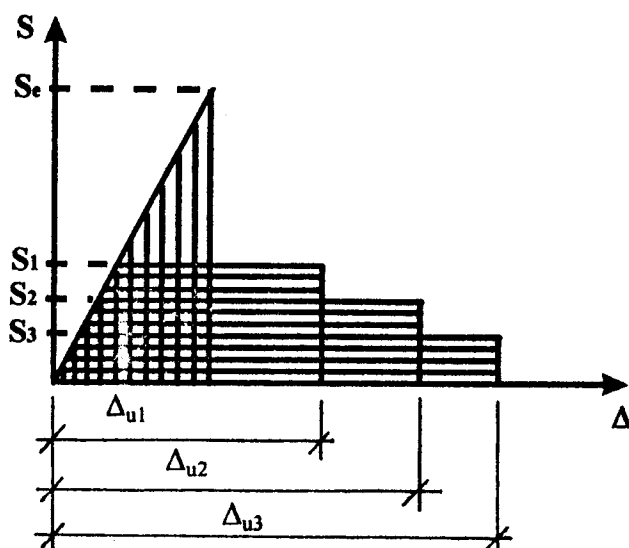


Fig. 1.11

Această gamă de posibilități pentru modul de stabilire a forței seismice totale de cod lasă loc pentru o negociere a valorii ei, în funcție de considerații tehnice și economice. Cu cât valoarea S_{cap} se ia mai ridicată, deci gradul de asigurare în domeniul elastic este mai mare, cu atât construcțiile devin mai costisitoare, dar în schimb incursiunile de așteptat în domeniul post-elastic vor fi mai reduse și avariile care în mod firesc însoțesc deformațiile post-elastice vor fi și ele corespunzător mai mici și în consecință amploarea, costul și dificultățile tehnice ale reparațiilor după cutremur vor fi mai modeste. Practica a arătat totuși că limitele între care în mod rezonabil se pot alege valorile forțelor orizontale seismice de cod pe baza tuturor acestor considerații nu sunt prea largi.

În orice caz, din cele de mai sus rezultă ca o concluzie generală importantă că **forțele seismice de cod au un caracter convențional**, rezultând dintr-o negociere bazată pe criterii tehnice și economice, care pot varia de la o țară la alta și chiar de la o epocă la alta în aceeași țară.

1.3.2. Determinarea forțelor seismice de cod

a) COEFICIENTUL DE INTENSITATE SEISMICĂ (k_s)

Prin mișcarea solului, construcția primește la bază o forță orizontală F , care se calculează cu relația cunoscută din dinamică:

$$F = m a = \frac{G}{g} a = G k_s \quad (1.1)$$

în care:

m - masa totală a construcției;

a - accelerația maximă a mișcării solului în timpul cutremurului;

G - greutatea totală a construcției;

g - accelerația gravitației;

$\frac{a}{g} = k_s$ - coeficient care caracterizează intensitatea acțiunii cutremurului, la nivelul bazei construcției în amplasamentul dat și care este denumit *coeficient de intensitate seismică*.

În mod tradițional, prin coeficientul k_s era definit *gradul seismic de calcul* al amplasamentului, pe scara *Mercalli*. Corespondența cu valorile k_s era cea arătată în primele două coloane din tabel:

k_s	Gradul seismic de calcul	Denumirea zonei după prescripțiile actuale
0,32	9	A
0,25	$8^{1/2}$	B
0,20	8	C
0,16	$7^{1/2}$	D
0,12	7	E
0,08	$6^{1/2}$	F

După normativul actual din România (P.100-92), în locul gradelor seismice de calcul astfel definite, s-au introdus pentru zonele respective denumiri prin litere (A ... F), așa cum se arată în ultima coloană a tabelului de mai sus. Delimitările zonelor sunt precizate prin harta de macrorăionare seismică a țării, dată în anexă la normativ.

De exemplu, pentru orașul București, valorile accelerației maxime a mișcării solului măsurate la cutremurul din 1977 au fost:

- după direcția Nord - Sud : $a = 0,20 \text{ g}$;
- după direcția Est - Vest: $a = 0,15 \text{ g}$;
- după direcția verticală: $a = 0,10 \text{ g}$.

Cu $a_{\max} = 0,20 \text{ g}$, respectiv $k_s = 0,20$, localitatea București a fost încadrată începând din 1977 ca zonă de grad seismic 8, adică după notațiile din noile prescripții zona "C".

În legătură cu aceasta, este de reamintit că în prescripțiile mai vechi, atât din România cât și din alte țări, gradul de intensitate seismică era definit și prin amploarea stricăciunilor produse de cutremure anterioare, așa cum rezulta din constatări, nu totdeauna făcute de personal calificat. Acest mod de definire, acceptabil pentru o epocă în care la proiectarea construcțiilor nu se luau nici un fel de măsuri de asigurare a protecției antiseismice, a devenit din ce în ce mai nereprezentativ cu cât măsurile de protecție antiseismică au intrat în practica proiectării și au fost legiferate prin prescripții oficiale. În noile condiții, gradul de avariere constatat la clădirile existente a devenit din ce în ce mai mult dependent de gradul de asigurare ce s-a conferit construcțiilor respective prin proiectare și prin calitatea execuției, deci nu este strict corelat numai cu intensitatea acțiunii cutremurelor. De aceea, după reglementările actuale, singurul criteriu de definire a gradului de intensitate seismică de calcul a rămas numai valoarea coeficientului k_s .

Acest coeficient este dependent numai de caracteristicile seismice ale zonei, fiind comun pentru toate construcțiile din zona considerată.

b) COEFICIENTUL DE AMPLIFICARE DINAMICĂ (β)

Sub acțiunea forței orizontale F aplicate la baza construcției de acțiunea seismică,

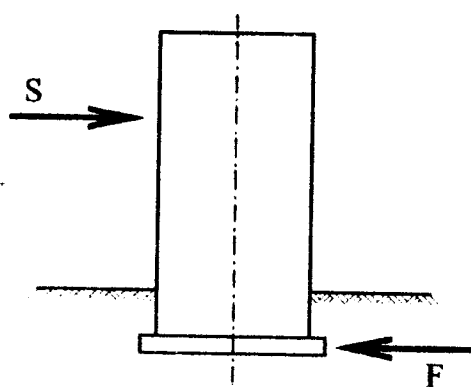


Figura 1.12

structura acesteia intră într-o mișcare de vibrație, prin care se încarcă cu forțe de inerție, distribuite pe toată înălțimea ei. Rezultanta acestor forțe, notată în fig.1.12 cu S , constituie forța orizontală totală seismică de calcul, în condițiile în care construcția s-ar comporta elastic.

Trecerea de la forța F la forța S , pentru o structură schematizată ca un pendul cu un singur grad de libertate dinamică la deplasări laterale, cu

masa concentrată în vârf, se face printr-un *coeficient de amplificare dinamică*, notat cu β și a cărui valoare depinde de caracteristicile dinamice ale construcției și de cele ale mișcării terenului, respectiv în ultimă analiză depinde de raportul între perioada fundamentală a vibrațiilor proprii ale construcției și perioada de vibrație a solului în momentul amplitudinii maxime a mișcării seismice. Cu cât cele două perioade au valori mai apropiate între ele, cu atât amplificarea dinamică este mai pronunțată și deci coeficientul β ia o valoare mai mare.

Este de precizat pe această linie că o intrare în rezonanță a construcției cu mișcarea solului, în cazul limită când cele două perioade ar fi egale, ar fi posibilă numai dacă mișcarea terenului ar avea un caracter ordonat (de tip sinusoidal), ceea ce nu se întâmplă în cazul mișcărilor seismice, care sunt dezordonate. În consecință, sub acțiunea unui cutremur nu poate fi vorba de producerea unui fenomen de rezonanță, ci numai de o amplificare dinamică finită a vibrațiilor, care în cazul unei apropieri maxime între perioada proprie de vibrație a construcției și cea a mișcării terenului poate ajunge la valori mari, dar limitate, respectiv la un fenomen care ar putea fi denumit “quasi-rezonanță”.

O reprezentare sugestivă din acest punct de vedere se obține trasând curba de relație între valorile perioadei proprii fundamentale de vibrație a construcției (T_c) și valorile coeficientului de amplificare dinamică β , pentru o mișcare a solului cu caracteristici cunoscute. Curba care se obține (fig. 1.13) poartă denumirea de *spectru de răspuns* sau *curbă spectrală*.

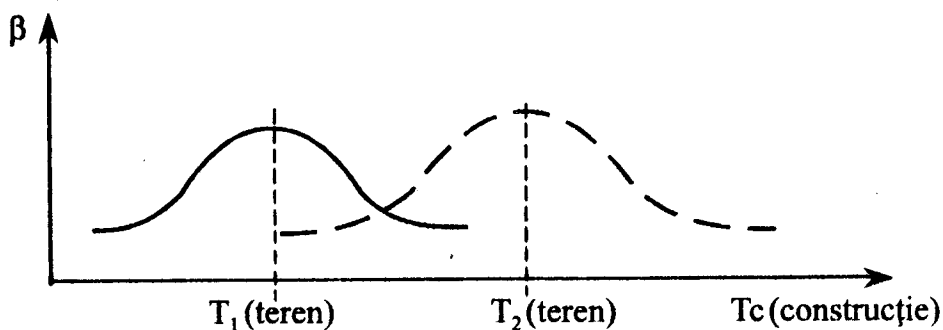


Fig. 1.13

În figură au fost reprezentate curbele spectrale corespunzătoare la două exemple de mișcări seismice, având perioade de vibrație diferite ale mișcării solului (T_1 și T_2).

Pe baza curbelor spectrale determinate prin prelucrarea accelerogramelor unor cutremure caracteristice, prescripțiile din fiecare țară stabilesc *curbe spectrale schematizate standard*, de forme simplificate, care servesc pentru stabilirea valorilor

coeficienților β în funcție de T_c pentru proiectarea curentă. Procedeu, propus în S.U.A. de prof. **G. Housner**, unul din fondatorii științei ingineriei seismice, a fost adoptat în toate prescripțiile moderne de proiectare antisismică. De regulă, partea coborâtore a curbei din zona valorilor mici ale lui T_c se aduce în mod acoperitor la un palier (fig.1.14.a), la fel și partea terminală dinspre valorile foarte mari ale lui T_c , iar pentru zona intermediară se adoptă o formă simplificată de curbă $\beta = f(T_c)$, de obicei hiperbolică sau chiar liniară ca în fig.1.14.b.

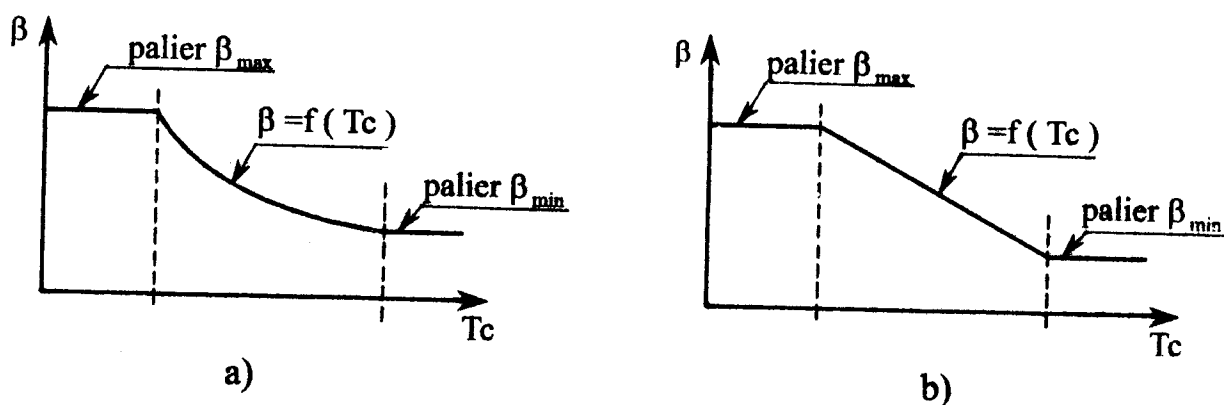


Fig. 1.14

Așa cum se vede din fig.1.13, alura curbei spectrale poate fi foarte diferită în funcție de T (teren), care variază substanțial de la o țară la alta și chiar de la o zonă la alta din aceeași țară, în funcție de caracteristicile dinamice ale cutremurelor respective, cum sunt: adâncimea hypocentrului (focarului), numărul de șocuri care intervin pe durata cutremurului, ș.a. De aceea, curbele spectrale de calcul nu pot fi “importate” din prescripții străine sau internaționale, fapt care din păcate în țara noastră, din lipsă de date de la cutremure anterioare, nu a ieșit la iveală decât la cutremurul din 1977.

În capitolul de față s-au tratat numai aspectele de principiu ale problemei. În cap.2 al cursului se face o prezentare istorică a evoluției în timp a formei curbelor spectrale standard din prescripțiile românești, începând din 1963 când sistemul a fost pentru prima dată introdus și până în prezent.

c) COEFICIENTUL DE ECHIVALENȚĂ (ϵ)

Echivalarea pentru calcul între cazul teoretic al pendulului cu un singur grad de libertate dinamică, luat ca model de bază la determinarea curbelor spectrale standard și cazul real al construcțiilor etajate, cu mai multe grade de libertate la deplasări laterale, se face prin intermediul unui coeficient de transformare notat cu ϵ și denumit *coeficient de*

echivalență, ale cărui valori sunt subunitare și depind de distribuția pe înălțime a maselor și de forma deformată a construcției sub acțiunea forțelor orizontale seismice.

Nu este locul aici să reproducem în detaliu expresia dată în prescripții pentru acest coeficient, care este cunoscută și din cursurile de specialitate anterioare. Ne vom limita la a da cu titlu exemplificativ valorile pe care le ia coeficientul ϵ la diferite tipuri curențe de construcții:

- la construcții cu un singur nivel, cum sunt halele industriale parter, clădirile de tip sală și la construcțiile zootehnice: $\epsilon = 1$;
- la clădiri etajate cu puține niveluri ($P + 1 \dots P + 3$): $\epsilon \cong 0,9$;
- la clădiri multietajate: $\epsilon = 0,6 \dots 0,8$, în funcție de numărul de niveluri și de sistemul constructiv (cadre sau pereți structurali);
- pentru construcții tubulare înalte, cu masa distribuită pe verticală, cum sunt coșurile industriale din beton armat sau din zidărie: $\epsilon \cong 0,5$.

În mod general deci, cu cât numărul de grade de libertate dinamică este mai mare și masele sunt mai distribuite pe înălțimea construcției, respectiv cu cât structura se îndepărtează de caracteristicile unui pendul cu un singur grad de libertate, cu masa concentrată în vârf, cu atât valorile coeficientului de echivalență ϵ rezultă mai mici.

d) COEFICIENTUL DE REDUCERE A FORȚEI SEISMICE ȚINÂND SEAMA DE DEFORMAȚIILE POST-ELASTICE ȘI DE ALTE EFECTE FAVORABILE (Ψ)

Produsul $G k_s \beta \epsilon$ reprezintă expresia forței seismice S_e din fig.1.10.a corespunzătoare unei comportări elastice a structurii pe durata cutremurului. Față de aceasta, expresia finală a forței seismice de cod, corespunzătoare la S_{cap} din aceeași figură, se obține afectând pe S_e cu un coeficient subunitar care ține seama de capacitatea de deformare post-elastică a structurii și care se notează cu Ψ .

În prescripții se precizează că în componența coeficientului Ψ nu intră de fapt numai efectul deformațiilor post-elastice, ci se includ și alte efecte de natură a favoriza comportarea construcției la solicitări seismice, cum sunt: amortizarea vibrațiilor prin frecare interioară, diferite alte rezerve de rezistență care nu pot fi cuantificate în calcul, etc. Totuși partea cea mai mare a reducerii valorii forței de cod ce se realizează prin coeficientul Ψ este cea datorată deformațiilor post-elastice.

La construcțiile civile obișnuite cu structuri din beton armat, aceasta este substanțială, valorile coeficientului Ψ fiind de ordinul $\Psi = 0,20$ la construcțiile cu structuri în cadre etajate și $\Psi = 0,25$ la cele cu pereți structurali, monoliți sau din panouri prefabricate sau cu cadre rigidizate prin pereți de zidărie, deci este vorba de o reducere de 4 - 5 ori față de forța seismică elastică. Desigur, admiterea unor reduceri atât de mari presupune admiterea ideii că structurile respective prezintă o capacitate de deformare plastică (ductilitate) satisfăcătoare. Privitor la controlul acesteia, vezi cap.1.5 al cursului.

O categorie de construcții pentru care valorile coeficientului de reducere Ψ sunt încă destul de controversate și mai greu de stăpânit prin calculele curente este cea a clădirilor cu pereți portanți din zidărie de cărămidă, în special a clădirilor vechi, la care zidăria nu este consolidată și ductilizată prin includerea unor elemente de beton armat (centuri, sâmburi verticali, etc.). În normativ se prevede pentru acest caz valoarea $\Psi = 0,30$, însă este unanim recunoscut de specialiști că ea nu poate fi aplicată în mod general, întrucât poate deveni mult descoperitoare dacă modul de solicitare al zidăriei sub acțiunea conjugată a încărcărilor verticale și al celor seismice conduce la pericolul unor cedări neductile (casante). În practica verificării prin calcul a clădirilor existente cu pereți portanți din zidărie de cărămidă, se adoptă de regulă pentru coeficientul Ψ valori cuprinse între 0,3 și 0,8 în funcție de caracteristicile de ductilitate, deci rezultă un câmp foarte larg de variație a valorilor forțelor seismice de cod pentru clădirile respective.

e) EXPRESIA FINALĂ A FORȚEI SEISMICE DE COD

Introducând și coeficientul de reducere Ψ , expresia finală a forței seismice de cod se obține sub forma:

$$S = G k_s \beta \varepsilon \psi \quad (1.2)$$

1.3.3. *Semnificația variației valorilor forțelor de cod în funcție de clasa de importanță a construcției*

Sub aspectul nivelului necesar de asigurare a protecției antiseismice, prescripțiile noastre de proiectare (normativul P.100-92) prevăd și o diferențiere în funcție de clasa de importanță a construcției. Clasificarea adoptată este următoarea:

- *Clasa I de importanță* cuprinde construcțiile “de urgență”, adică a căror funcționare nu trebuie să se întrerupă în timpul cutremurului și imediat după cutremur (unități spitalicești cu funcții de urgență, stații de pompieri, clădiri administrative în care se iau decizii în organizarea măsurilor de urgență de după cutremure, clădiri de dirijare a comunicațiilor de interes național sau județean, construcții din sistemul

energetic național). Totodată, în această clasă de importanță intră și clădirile care adăpostesc muzee de importanță națională.

- **Clasa II de importanță** cuprinde: construcțiile cu aglomerații mari de persoane (clădirile spitalicești care nu intră în clasa precedentă, sălile de spectacole și de reuniuni sportive, bisericile, centrele comerciale importante, construcțiile cu funcții juridice), construcțiile industriale care adăpostesc echipamente de mare importanță economică sau care în caz de avariere gravă prezintă riscul unor degajări de substanțe toxice sau riscul de incendiu, construcțiile care adăpostesc valori artistice, istorice sau științifice deosebite, precum și depozitele de produse de strictă necesitate pentru aprovizionarea de urgență a publicului.
- **Clasa III de importanță** cuprinde restul clădirilor civile și industriale obișnuite.
- **Clasa IV de importanță** cuprinde construcțiile de importanță redusă (clădiri de locuit cu parter sau cu parter + un etaj, construcții zootehnice, etc.).

Din enumerarea de mai sus se vede că principalele criterii după care a fost gradată importanța construcțiilor sunt:

- asigurarea măsurilor de urgență în timpul cutremurului și imediat după cutremur;
- protecția vieților omenești;
- protecția valorilor economice și artistice deosebite;
- asigurarea împotriva degajărilor de substanțe toxice și a incendiilor.

Forțele seismice de cod sunt date pentru cazul obișnuit al construcțiilor din clasa III de importanță. Pentru celelalte clase, se afectează cu un coeficient α , care are valori supraunitare (1,4 pentru clasa I și 1,2 pentru clasa II) sau subunitare (0,8 pentru clasa IV).

Semnificația acestor coeficienți de corecție nu trebuie privită în mod simplist, ca o măsură de asigurare la un grad seismic mai ridicat, ci, pe linia celor arătate mai înainte la paragr.1.3.1.b, reprezintă numai o majorare a nivelului de asigurare în domeniul elastic și prin aceasta de reducere a incursiunilor în domeniul post-elastic, respectiv a avariilor în cazul unui cutremur puternic.

1.3.4. Forțele seismice reale

Ca bază pentru asigurarea protecției antiseismice a unei construcții, noi sau existente, se ia intensitatea seismică a amplasamentului, stabilită prin harta de macrorăionare seismică a teritoriului țării și definită în modul arătat la paragr.1.3.2 de mai sus.

S-a arătat mai înainte, la paragr.1.3.1.c, că valorile forțelor seismice de cod, determinate pe aceste baze și la care se face verificarea de rezistență a construcției, au un caracter convențional, în sensul că nivelul de asigurare în stadiul elastic stabilit prin prescripții este dependent nu numai de criterii tehnice, ci și de considerente economice.

În aceste condiții se pune problema de a afla care sunt totuși valorile reale ale forțelor orizontale seismice cu care construcția se încarcă sub acțiunea unui cutremur de intensitatea admisă în prescripții ca fiind maximă pentru zona respectivă [1], [2].

Pentru clădirile obișnuite, pentru care la nivelul considerat de intensitate a acțiunii seismice sunt inevitabile incursiuni în domeniul post-elastic, structura de rezistență a construcției intră în stadiul post-elastic din momentul în care capacitatea ei de rezistență în stadiul elastic este atinsă. Rezultă deci că **forța orizontală seismică maximă cu care construcția se încarcă efectiv (forța seismică reală) este egală cu cea capabilă.**

Important este de subliniat că **forța seismică reală astfel definită este funcție numai de dimensiunile și armările efective ale elementelor care compun structura, indiferent de modul cum acestea au fost stabilite, prin calcul sau constructiv, corect sau cu greșeli.** Cu alte cuvinte, din momentul în care structura este dată (existentă sau proiectată), forțele orizontale seismice reale cu care ea se încarcă sub acțiunea unui cutremur de intensitate care să o oblige să intre în domeniul post-elastic sunt dependente numai de starea de fapt a structurii, indiferent dacă aceasta a fost dimensionată prin calcule, mai simple sau mai aprofundate, sau a fost total sau parțial dimensionată constructiv.

Pentru o construcție nouă, dacă este proiectată corect, forța seismică reală, egală cu cea capabilă, rezultă de regulă ceva mai mare decât cea de cod, având în vedere că față de rezultatele unui calcul riguros intervin practic în mod inevitabil la dimensionări diferite rotunjiri în plus la armările unor elemente sau chiar supradimensionări ale armăturilor pentru respectarea unor condiții constructive de minimum, impuse tot de prescripții (procente minime de armare, număr minim de bare de armătură, distanțe maxime admise între barele de armătură etc.), precum și eventuale dimensionări în exces ale secțiunilor unor elemente, din condiții de arhitectură, de termoizolație (la zidurile portante exterioare) ș.a. Totodată, în special la structurile în cadre de beton armat, condițiile de rigiditate (limitarea deplasărilor relative de nivel) pot conduce la importante mărimi ale secțiunilor stâlpilor și riglelor, așa cum va fi arătat în detaliu în cap.1.4. al cursului, referitor la verificarea de rigiditate.

În reprezentarea simplificată a relației $S - \Delta$ adoptată în fig.1.10, rezultă (fig.1.15) că diagrama $S - \Delta$ nu mai este atunci cea de cod (1), ci cea reală (2), respectiv **cu cât**

structura este mai supradimensionată față de cerințele de cod, cu atât forțele seismice reale cu care se încarcă sunt mai mari. De această situație trebuie să se țină seama la verificarea întregii construcții, în sensul că dacă $S_{reală} > S_{cod}$, întreaga structură trebuie să fie dimensionată în mod coordonat corespunzător acestui spor.

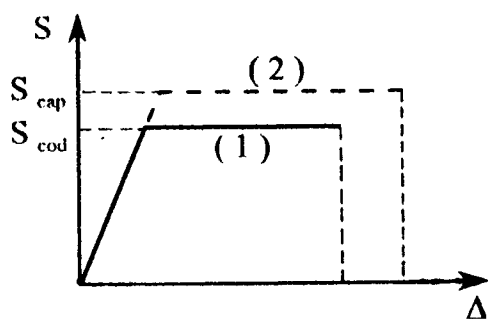


Fig. 1.15

La verificarea construcțiilor existente, apare în mod frecvent situația inversă și anume, cu dimensiunile și armările efective existente rezultă $S_{reală} < S_{cod}$, dar prin măsurile de intervenție preconizate pentru punerea în siguranță a construcției, se poate reveni la o situație ca în fig.1.15, deci condițiile de verificare devin similare cu cele valabile pentru o construcție nouă ce se proiectează. Asupra acestei probleme se va reveni mai detaliat în continuare la paragr.1.3.6.

1.3.5. Coordonarea și ierarhizarea capacităților de rezistență în cadrul unei structuri. Zone plastice potențiale

a) ZONE PLASTICE POTENȚIALE

Ceea ce în mod global am denumit mai înainte “intrarea structurii unei clădiri în domeniul post-elastic sub acțiunea solicitărilor seismice” constă de fapt în apariția unor deformații plastice localizate în unele zone mai puternic solicitate. În cazul structurilor din beton armat, aceasta se traduce prin intrarea pe palierul de curgere a armăturilor întinse din secțiunile respective. Fenomenul nu are un caracter punctual, ci se întinde pe o anumită lungime de element, așa cum se vede din fig.1.16, astfel că în locul denumirii tradiționale de “articulație plastică” este mai adecvată cea de “zonă plastică”, mai precis *zonă plastică potențială*.

Lungimile l_p ale zonelor plastice potențiale, în riglele și stâlpii cadrelor și în montanții și riglele de cuplare ale pereților structurali, sunt de ordinul de mărime al înălțimii secțiunilor respective (h) și sunt în general stabilite pe cale experimentală, fiind exprimate în prescripții prin formule empirice.

La proiectarea unei construcții noi, cât și la consolidarea unei construcții existente, pozițiile zonelor plastice potențiale nu trebuie să fie lăsate la voia întâmplării, ci este necesară dirijarea lor prin proiectare către punctele în care ele se manifestă în modul cel mai favorabil pentru comportarea structurii.

Criteriile ce se au în vedere sunt următoarele:

- zonele plastice potențiale să apară de preferință în acele elemente în care ductilitatea sporită necesară să fie mai ușor de realizat;
- avariile inerente din zonele plastice potențiale să nu pericliteze rezistența și stabilitatea construcției în ansamblul ei;
- reparația după cutremur a acestor avarii să fie cât mai ușor de realizat, în condiții de deplină siguranță și cu costuri cât mai reduse.

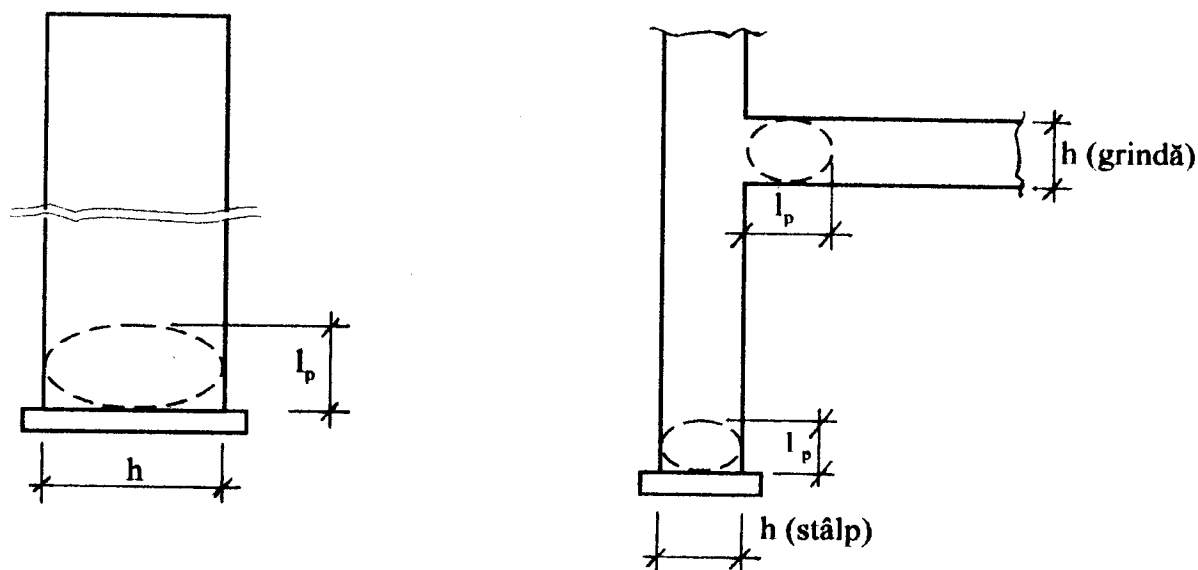


Fig. 1.16

La o structură în cadre etajate de beton armat, toate criteriile enumerate mai sus conduc la concluzia că **zonele plastice potențiale trebuie să fie dirijate cu prioritate către extremitățile elementelor orizontale (riglelor)**. Pe de o parte riglele, fiind solicate la încovoiere, practic fără eforturi axiale, pot fi ductilizate mai ușor decât stâlpii, la care eforturile de compresiune sunt de natură să reducă ductilitatea (detalii sub acest aspect sunt date în cap.1.5 al cursului). Pe de altă parte, avarierea locală a unei rigle nu pune în pericol siguranța ansamblului structurii, în timp ce o avariere a unui stâlp poate cauza prăbușiri locale sau chiar generalizate. De asemenea, repararea avariilor (fisurilor) din rigle se poate face mai lesnicios decât a celor din stâlpi.

Considerații similare sunt valabile și pentru pereții structurali de beton armat cu șiruri de goluri suprapuse, la care în plus secțiunile riglelor de cuplare sunt de regulă mult mai mici decât secțiunile montanților, astfel că localizarea zonelor plastice la extremitățile lor se realizează aproape de la sine.

În elementele verticale (stâlpi, montanții pereților structurali) se admite formarea de zone plastice potențiale numai la bază și numai în stadiul cel mai avansat de solicitare.

Rezultă astfel pentru un cadru etajat (fig.1.17.a) un mecanism de plastificare ca în fig.1.17.b.

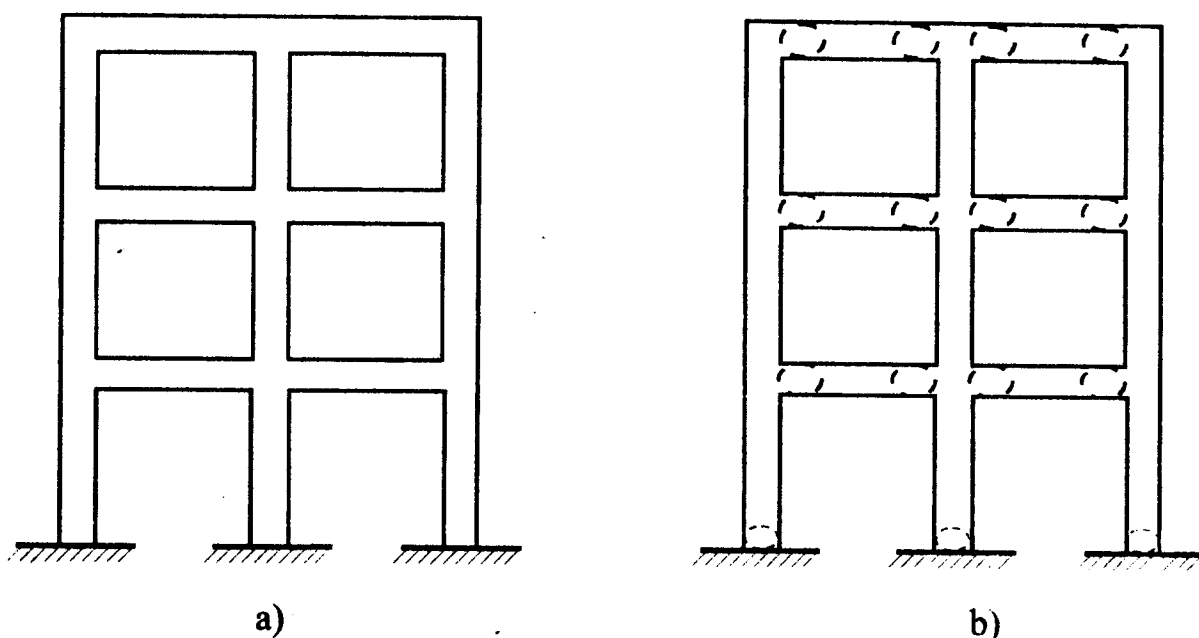


Fig. 1.17

O zonă plastică potențială reprezintă pentru o structură o zonă de solicitare maximală. Ar fi însă greșit să se înțeleagă că din acest motiv zona respectivă trebuie asigurată suplimentar printr-o mărire a capacității ei de rezistență. Dacă s-ar lua o astfel de măsură, este evident că solicitarea cea mai defavorabilă s-ar muta în altă zonă, care ar deveni la rândul ei zonă plastică potențială, astfel încât obiectivul de dirijare urmărit nu ar fi atins, ci dimpotrivă anihilat. Deci **în zonele plastice potențiale nu trebuie majorată capacitatea de rezistență, ci capacitatea de deformare plastică (ductilitatea).**

Pe această linie, la structurile din beton armat, în zonele plastice potențiale trebuie luate unele măsuri, de calcul și constructive, cum ar fi:

- mărirea gradului de confinare a betonului prin îndesirea etrierilor, ca măsură de majorare a deformației specifice ultime a betonului și prin aceasta a capacității lui de deformare plastică;
- evitarea sau chiar interzicerea înădărilor prin petrecere ale armăturilor elementelor verticale pe înălțimea zonelor plastice potențiale de la bazele acestora;
- considerarea în verificarea prin calcul la forță tăietoare a unui aport micșorat al betonului, având în vedere gradul lui mai mare de avariere posibil.

b) COORDONAREA ȘI IERARHIZAREA CAPACITĂȚILOR DE REZISTENȚĂ ÎN CADRUL STRUCTURII [2], [41].

Pentru a dirija formarea zonelor plastice potențiale spre punctele dorite, restul secțiunilor elementelor componente ale structurii trebuie să fie dotate cu un nivel de asigurare superior, ceea ce se realizează prin majorarea valorilor eforturilor secționale cu un coeficient supraunitar. Câteva exemple:

- În jurul unui nod de cadru etajat, momentele încovoietoare sunt în echilibru, ca în

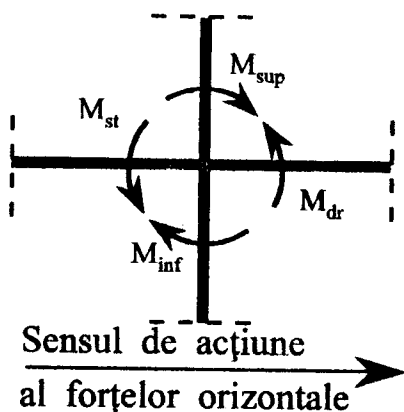


fig.1.18, adică suma momentelor de la extremitățile din nod ale riglelor ($M_{st} + M_{dr}$) echilibrează pe cea a momentelor de la extremitățile stâlpilor ($M_{sup} + M_{inf}$):

$$|M_{sup} + M_{inf}| = |M_{st} + M_{dr}| \quad (1.3)$$

Dacă acum în locul momentelor încovoietoare se introduc valorile momentelor capabile din cele patru secțiuni din jurul nodului,

Fig. 1.18

un control al realizării unui nivel de asigurare mai ridicat pentru stâlpi decât pentru grinzi, pentru dirijarea formării de zone plastice spre extremitățile grinzilor, se obține înlocuind egalitatea (1.3) cu o condiție de inegalitate de forma:

$$|M_{cap}^{sup} + M_{cap}^{inf}| > |M_{cap}^{st} + M_{cap}^{dr}| \quad (1.4)$$

sau, transformată în egalitate:

$$|M_{cap}^{sup} + M_{cap}^{inf}| = \theta |M_{cap}^{st} + M_{cap}^{dr}| \quad (1.5)$$

unde θ este un coeficient supraunitar, cu semnificația de coeficient de siguranță adițional, denumit și **coeficient de suprarezistență** [29], [30]. În România, unde o expresie de tipul (1.5) nu a fost încă introdusă oficial în prescripții, în mod uzual se ia $\theta = 1,2 \dots 1,4$. Studiile din Noua Zeelandă ale prof. **T. Paulay** au demonstrat însă că o deplină siguranță a evitării apariției de zone plastice în stâlpi se obține numai la valori mult mai mari ale coeficientului de suprarezistență ($\theta \cong 2$), ceea ce evident conduce la o dimensionare în exces pronunțată a stâlpilor.

- La construcțiile cu pereți structurali din beton armat, când subsolul se realizează sub forma de cutie rigidă și în consecință se poate admite ca încastrarea structurii să se considere la nivelul planșeului peste subsol, astfel încât zonele plastice potențiale din montanții pereților structurali se dirijează spre secțiunile lor de la baza parterului

(fig.1.19), la nivelul subsolului dimensionarea la compresiune excentrică a armăturilor pereților structurali se face cu un coeficient de suprarezistență egal cu cel puțin $\theta = 1,3$. Valoarea $\theta = 1,5$ dată în [27] este încă controversată, existând păreri că ar fi prea mare și duce la dificultăți constructive, în special la infrastructură. De asemenea, la etajele superioare zonei plastice potențiale, se introduce în mod similar (fig.1.19) $\theta = 1,25$ [27].

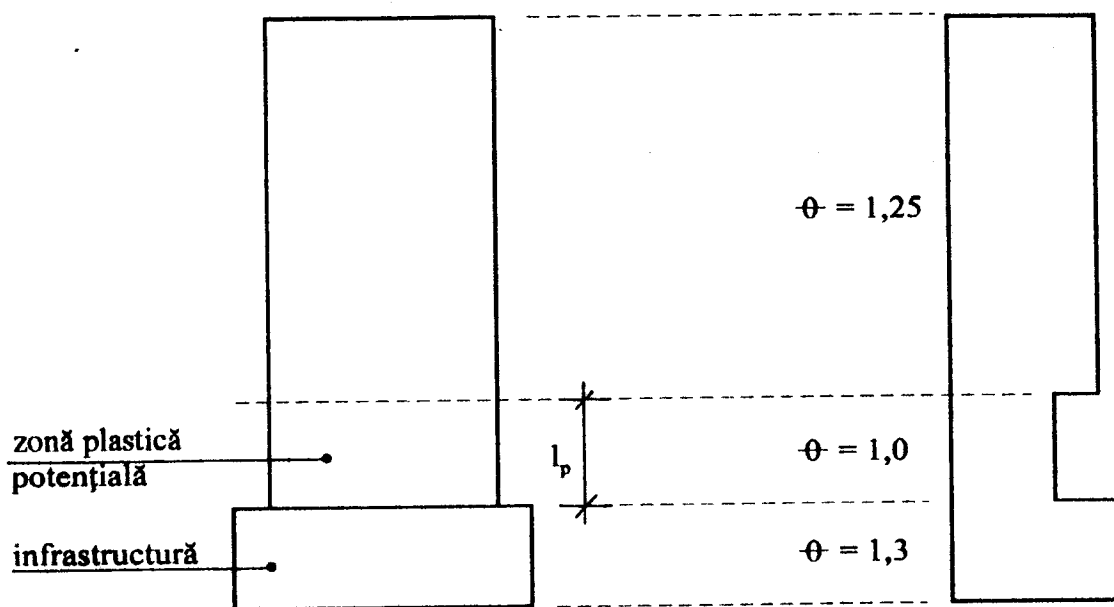


Fig. 1.19

Se pot da numeroase alte exemple similare.

În cazul clădirilor existente, la care se prevăd măsuri de consolidare de natură a majora nivelul general de asigurare a protecției antiseismice, este totdeauna de luat în considerare în calcul că structura după consolidare (deci cu capacitatea de rezistență mărită) se poate încărca la viitoare cutremure cu forțe seismice reale mai mari decât cele la care a fost supusă la cutremurele anterioare consolidării, după un mecanism de comportare similar celui ilustrat în fig.1.15. În consecință, dacă de exemplu la verificarea prin calcul a unei construcții existente etajate cu pereți portanți de zidărie s-a constatat că este necesară consolidarea unor pereți prin placare cu beton armat numai la nivelul parterului - după consolidare zona critică la un viitor cutremur de aceeași intensitate se poate muta la etajul următor, rămas neconsolidat. De aceea, verificările prin calcul pe construcția după consolidare trebuie să țină seama și de astfel de aspecte și să se traducă în final printr-o propunere de consolidare coordonată ca nivel de asigurare pe întreaga construcție, cu un control corespunzător al dirijării zonelor plastice potențiale.

- O categorie specială de elemente structurale o constituie cele care sub acțiunea solicitărilor seismice trebuie să rămână în domeniul elastic. Intră aici mai ales **elementele care au un rol de conectare între alte elemente, adică asigură conlucrarea între acestea** și în consecință dacă ar intra în domeniul post-elastic, ar exista pericolul ca structura să se dezmembreze înainte de a-și dezvolta capacitatea de deformare plastică.

Un prim exemplu caracteristic în acest sens îl constituie **planșeele din beton armat**

lucrând ca șaibe orizontale rigide pentru asigurarea conlucrării spațiale între elementele portante verticale (cadre sau pereți structurali). Verificarea lor prin calcul trebuie de aceea să se facă la forțe orizontale majorate cu un coeficient de suprarezistență.

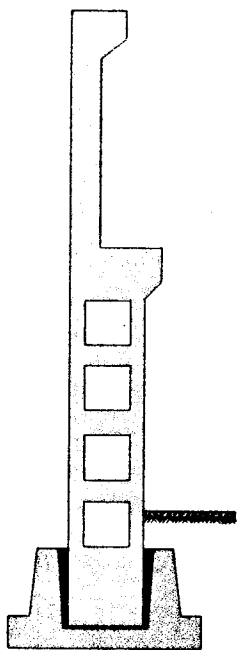


Fig. 1.20

Un alt exemplu, de data aceasta din domeniul construcțiilor industriale, este cel arătat în fig.1.20 în care este reprezentat un stâlp prefabricat din beton armat, cu goluri dreptunghiulare, pentru o hală industrială cu poduri rulante. Porțiunea cu goluri are la prima vedere o alcătuire similară cu cea a unui cadru etajat. Însă aici, spre deosebire de cadrele etajate ale clădirilor, este esențial ca riglele de legătură dintre cei doi montanți să-și îndeplinească pe toată durata de acțiune a forțelor orizontale rolul de conectori între montanți, astfel ca aceștia să conlucreze ca tălpi ale unei secțiuni unice. În consecință, în acest caz zonele plastice potențiale trebuie să fie

localizate la baza montanților, iar riglele trebuie dimensionate ca să rămână în stadiul elastic, deci exact invers decât în cazul cadrelor clădirilor etajate.

1.3.6. Elemente structurale din beton armat. Ierarhizarea capacităților de rezistență la diferite eforturi în cadrul aceluiași element. Eforturi "asociate"

Pentru elementele în care este prevăzut ca sub acțiunea seismică să se dezvolte deformații post-elastice, este necesar să se asigure prin dimensionare și armare o comportare ductilă. Un același element nu prezintă însă aceleași caracteristici de ductilitate pentru diferitele solicitări la care este supus din acțiunea conjugată a încărcărilor gravitaționale și seismice.

Elementele componente ale structurilor din beton armat ale clădirilor obișnuite etajate sunt de regulă solicitate în principal la încovoiere, cu sau fără efort axial după cum sunt elemente orizontale sau verticale. Comportarea lor ductilă la acțiunea solicitărilor

seismice se asigură prin respectarea cerințelor de ductilitate, care sunt expuse în detaliu în cap.1.4 al cursului și care în esență se reduc la condiția ca înainte de cedarea zonei comprimate a secțiunii (atingerea deformației specifice ultime la compresiune a betonului ϵ_{bu}), armăturile din zona întinsă să atingă limita de curgere și să dezvolte deformații post-elastice suficient de mari (să avanseze suficient pe palierul de curgere).

Pe lângă aceasta însă, la toate elementele în cauză solicitarea la încovoiere atrage după sine și pe cea la forță tăietoare, la care comportarea elementelor de beton armat este în general neductilă sau mai puțin ductilă. O condiție de bază a unei comportări ductile a elementului este deci să nu se producă o cedare prematură la forță tăietoare, adică înainte de formarea zonei plastice și de consumarea în aceste zone a capacității de deformare post-elastică. Rezultă ca o regulă generală că ***nivelul de asigurare la forță tăietoare trebuie să fie mai ridicat decât cel la moment încovoiător*** (cu sau fără efort axial, după specificul elementului).

Dacă dimensionarea la forță tăietoare se face la valorile forțelor tăietoare rezultate din calculul la forțele seismice de cod, condiția de mai sus riscă să nu fie îndeplinită, deoarece momentele capabile reale pot fi mai mari decât cele de cod, în timp ce forțele tăietoare rămân cu valorile de cod. De aceea, pentru forțele tăietoare este necesar să se stabilească valori corespunzătoare forțelor seismice reale, adică celor care corespund momentelor de plastificare capabile din zonele plastice potențiale, după mecanismul de cedare considerat, iar dimensionarea la forță tăietoare să se facă la aceste valori, denumite ***forțe tăietoare asociate momentelor de plastificare, respectiv mecanismului de plastificare urmărit***.

O asemenea prevedere a apărut în prescripțiile noastre de proiectare abia după cutremurul din 1977, la care frecvențele fisuri la eforturi principale de întindere constatate în special în pereții structurali de beton armat au scos în evidență nivelul insuficient de asigurare sub acest aspect la construcțiile realizate înainte de 1977 și care în bună parte era cauzat atât de subevaluarea momentelor capabile cât și de necorelarea între acestea și forțele tăietoare de calcul.

Exemple de determinare a forțelor tăietoare asociate sunt arătate în fig.1.21.

- În cazul unui perete structural plin (fig.1.21.a), care sub acțiunea forțelor orizontale se comportă ca o consolă verticală încastrată la bază, zona plastică potențială este situată la baza peretelui, iar momentul de plastificare la compresiune excentrică este notat în figură cu M_p . Dacă se admite pentru distribuția pe înălțime a forțelor orizontale seismice o diagramă triunghiulară, rezultanta lor S se află la înălțimea $2H/3$.

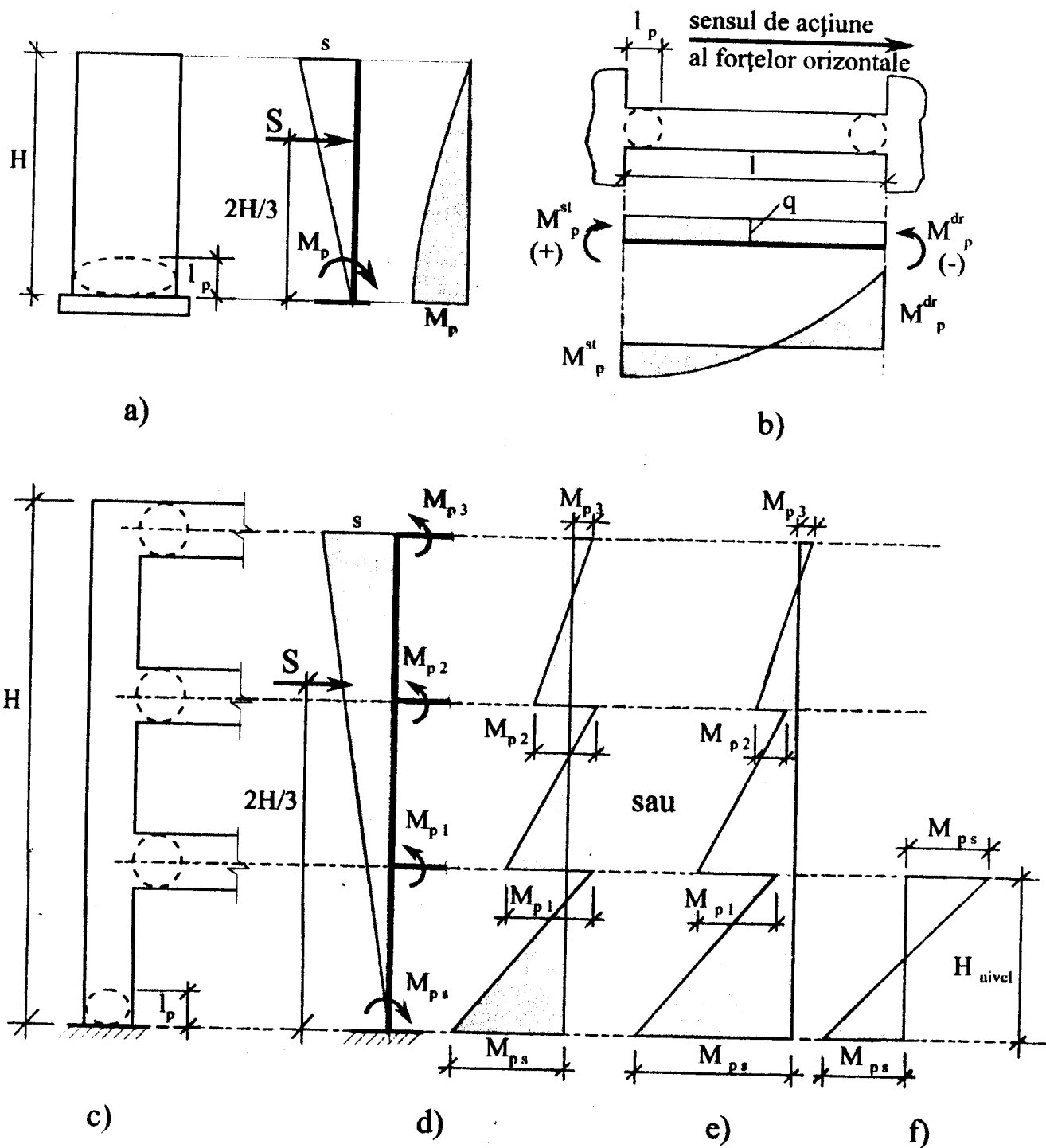


Fig. 1.21

Momentului de plastificare M_p îi va corespunde deci o forță orizontală totală:

$$S = \frac{M_p}{\frac{2}{3}H} = Q \quad (1.6)$$

care este în același timp forța tăietoare Q la bază, asociată stării de solicitare cu momentul de plastificare M_p .

- În cazul unei rigle de cadru, cu încărcare verticală uniform distribuită q (fig. 1.21.b) și cu zone plastice la ambele extremități, cu momente de plastificare M_{pl}^{st} , M_{pl}^{dr} , forța tăietoare maximă (în capătul din dreapta) asociată acestui mecanism de plastificare va fi:

$$Q_{dr} = \frac{q l}{2} + \frac{|M_{pl}^{st}| + |M_{pl}^{dr}|}{1} \quad (1.7)$$

- În cazul unui stâlp al unui cadru etajat (fig. 1.21.c), la care mecanismul de plastificare este cel din fig. 1.17.b, cu zone plastice la extremitățile tuturor riglelor și la bazele stâlpilor, stâlpul este solicitat ca în fig. 1.21.d, de forțele orizontale aferente, cu rezultanta S situată tot la înălțimea $2H/3$ ca și în fig. 1.21.a și de momentele de plastificare transmise de rigle, notate cu M_{p1} , M_{p2} și M_{p3} . Ecuația de echilibru corespunzătoare situației când momentul de la bază atinge valoarea de plastificare M_{ps} , va fi:

$$S \cdot \frac{2}{3}H - \sum M_p(\text{rigle}) = M_{ps} \quad ,$$

astfel că:

$$S = \frac{M_{ps} + \sum M_p(\text{rigle})}{\frac{2}{3}H} = Q \quad (1.8)$$

care reprezintă și expresia forței tăietoare la baza stâlpului, asociată mecanismului de plastificare considerat.

În funcție de valorile rapoartelor între dimensiunile secțiunilor riglelor și stâlpilor, respectiv de rapoartele între $M_p(\text{rigle})$ și M_{ps} , diagrama de momente poate avea forma din fig. 1.21.d sau din fig. 1.21.e (fără schimbarea semnului momentului pe înălțimea nivelului de la bază). În consecință, o determinare simplificată a valorii forței tăietoare din stâlpi asociată la M_{ps} , printr-o relație de forma:

$$Q \cong \frac{2M_{ps}}{H_{\text{nivel}}} \quad (1.9)$$

adică admitând pentru nivelul de la bază o diagramă de momente ca în fig. 1.21.f, cu momente de plastificare la ambele capete, ar fi cu totul exagerată, conducând prin comparație cu relația (1.8), respectiv cu diagrame de momente ca în fig. 1.21.d sau e, la o valoare mult supraestimată pentru Q . Totuși, având în vedere că în marea majoritate a cazurilor o verificare la forță tăietoare a stâlpilor de beton armat nu dimensionează

practic etrierii acestora, care rămân dimensionați constructiv, se acceptă ca la o primă verificare să se admită folosirea relației simplificate (1.9) și numai dacă se constată că etrierii stâlpului rezultă din calcul, atunci să se reia verificarea folosind relația (1.8).

O atenție deosebită necesită însă verificarea la forță tăietoare a stâlpilor “scurți” (cu raportul între H_{nivel} și latura secțiunii sub 3), la care raportul Q/M_{ps} capătă valori mari

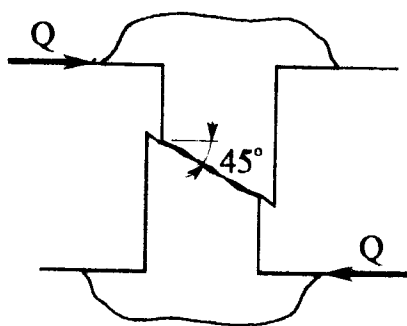


Fig. 1.22

și există de aceea pericolul unei cedări casante, cu caracter exploziv (fig.1.22) la forță tăietoare, prin depășirea capacității de rezistență la eforturi principale de compresiune în secțiuni înclinate, înainte de a se atinge momentul de plastificare la compresiune excentrică. În acest caz dimensionarea etrierilor rezultă efectiv din calculul la forță tăietoare.

- În cazul unui perete structural cu goluri, modul de calcul al forței tăietoare asociate se face după aceeași schemă ca în fig.1.21, în care în locul stâlpilor și riglelor de cadru intervin montanții și riglele de cuplare ale peretelui structural cu goluri. Expresia la care se ajunge pentru Q este tot (1.8).
- S-a arătat mai înainte că gradul de asigurare la forță tăietoare trebuie să fie superior celui la compresiune excentrică. În acest scop, la pereții structurali asocierea strictă a valorilor de calcul ale forțelor tăietoare cu cele ale momentelor de plastificare, cu relațiile (1.6) și (1.8), poate să nu reprezinte o măsură suficient de acoperitoare, întrucât oricând, din motive cum ar fi subaprecierea în calcul a secțiunilor active la compresiune excentrică sau dacă rezistențele reale ale armăturilor de capăt sunt mai mari decât cele de calcul, momentele capabile reale pot fi superioare celor calculate și în consecință gradul de asigurare la forță tăietoare poate să devină inferior celui la moment încovoietor. Această situație a fost de altfel constatată efectiv în multe cazuri la pereții structurali ai clădirilor confruntate cu cutremurul din 1977 și a cauzat fisurarea la 45° a pereților respectivi.

De aceea, se cere ca în zonele plastice potențiale forțele tăietoare asociate, calculate cu relațiile (1.6) și (1.8), să respecte și limitarea inferioară $Q \geq 1,5 Q_{\text{cod}}$.

- Pe de altă parte, la pereții structurali, plini sau cu goluri, mai slabi solicitați din acțiuni seismice, cum se întâlnesc în zonele cu intensitate seismică mai mică sau la clădirile cu puține niveluri, dimensiunile secțiunii de beton pot rezulta constructive și deci momentele de plastificare calculate pot ajunge la valori mult superioare fața de cele de

cod. Atunci poate apărea situația ca momentul de plastificare la baza peretelui să nu fie atins, adică peretele respectiv să rămână în stadiul elastic. În acest caz, asocierea forței tăietoare de calcul cu momentul M_{ps} ca în formulele (1.6) și (1.8) nu are sens, ducând în mod nejustificat la valori foarte mari pentru Q , care în realitate nu au cum să fie atinse.

De aceea, în formulele (1.6) și (1.8), pentru determinarea forței tăietoare valoarea momentului de plastificare M_{ps} se limitează superior la $M_{ps} \leq M_{cod} / \psi$, unde ψ are semnificația arătată la paragr. 1.3.2.d.

Ținând seama și de cele arătate la paragraful precedent, forța tăietoare de calcul capătă în final în raport cu cea de cod limitările:

$$1,5 \leq \frac{Q}{Q_{cod}} \leq \frac{1}{\psi} \quad (1.10)$$

1.3.7. Aspecte specifice ale verificării de rezistență în cazul clădirilor existente

Forțele de cod sunt calibrate pentru a servi la proiectarea clădirilor noi. La verificarea prin calcul a construcțiilor existente, capacitatea portantă a acestora se analizează în raport cu aceleași valori de cod ale forțelor orizontale seismice, însă cu anumite corecții și precizări, care vor fi discutate în cele ce urmează.

a) GRADUL DE ASIGURARE NECESAR PENTRU O CLĂDIRE EXISTENTĂ ȘI SEMNIFICAȚIA LUI

Din experiența numeroaselor expertize tehnice efectuate în țara noastră pentru clădirile existente, a rezultat că o mare majoritate a acestora nu prezintă capacități de rezistență suficiente pentru a prelua forțele seismice orizontale de cod în aceleași condiții ca niște construcții noi. Comparând valoarea forței seismice orizontale totale de cod (S_{cod}) cu forța orizontală totală capabilă a construcției existente (S_{cap}), se constată în mod frecvent că $S_{cap} < S_{cod}$, respectiv *gradul nominal de asigurare a protecției antisismice* al acesteia, exprimat prin raportul

$$R = \frac{S_{cap}}{S_{cod}} \quad (1.11)$$

are o valoare subunitară.

În această situație, o aducere a clădirilor existente, prin măsuri de consolidare, la respectarea condiției $S_{cap} \geq S_{cod}$ ($R \geq 1$) ca pentru o construcție nouă, aplicată la

totalitatea construcțiilor în cauză, ar reprezenta o soluție deosebit de costisitoare, practic prohibitivă în raport cu posibilitățile economiei naționale. De asemenea, problema nu se rezumă la aspectul costului lucrărilor de consolidare, ci are implicații și pe alte planuri, ca: volumul mare necesar de mijloace materiale, inclusiv de manoperă specializată și de utilaje și scule cu caracter special, uneori și necesitatea evacuării unor spații pe durata lucrărilor etc. Toate acestea ar crea dificultăți practic imposibil de depășit, imobilizarea pe timp îndelungat a unor fonduri și forțe tehnice și celelalte implicații care pot interveni de la caz la caz.

Pe de altă parte, nu este de neglijat nici faptul că multe din clădirile vechi care ar intra sub incidența unor măsuri de consolidare radicale se prezintă într-o stare avansată de uzură morală, cu funcționalitate necorespunzătoare și cu confort foarte scăzut, iar durata lor previzibilă de folosire în continuare este limitată, de multe ori și de considerente de urbanism și de eficiență economică (caz tipic: clădirile joase vechi care ocupă în mod neeconomic terenuri prețioase în zonele centrale ale orașelor).

De aceea, prescripțiile noastre [26], [28] stabilesc că pentru construcțiile existente se poate accepta în principiu ca exigențele referitoare la capacitatea de rezistență la forțe seismice să fie mai modeste în raport cu cele prescrise pentru construcțiile noi. ***Se admit deci pentru gradul nominal de asigurare R definit prin relația (1.11) valori subunitare.*** În versiunea cea mai recentă a prevederilor din prescripțiile de proiectare antiseismică specifice clădirilor existente [28] sunt recomandate următoarele valori, ca minime acceptabile pentru coeficientul R :

Clasa de importanță a construcției (definită la paragr.1.3.3 din curs)	I	II	III	IV
$R_{\min}$	0,70	0,60	0,50	0,50

Rezultă în esență că pentru o clădire existentă se admite un nivel de asigurare la solicitări seismice de cod cu valori reduse față de cele obligatorii pentru o construcție nouă de același tip. Este însă necesar să se înțeleagă că aceasta ***nu reprezintă o asigurare la un cutremur de intensitate mai mică***, așa cum s-ar putea interpreta în mod simplist, ci, pe linia celor expuse la paragr. 1.3.1.b și c din curs și ilustrate în fig.1.11, este vorba numai de o micșorare acceptată a capacității de rezistență în stadiul elastic, ***admițându-se***

incursiuni mai mari în domeniul post-elastic și deci acceptându-se implicit un grad de avariere mai mare în comparație cu cel așteptat la o construcție similară nouă.

Această prevedere este evident condiționată de verificarea ca structura de rezistență a construcției să prezinte o ductilitate sporită, cerută de incursiunile mai mari în domeniul post-elastic. Dacă într-un caz dat rezultă din verificarea de ductilitate (vezi cap.1.5 din curs) că structura nu are ductilitatea sporită necesară - uneori se constată chiar că nu este practic deloc ductilă - atunci în expresia forței seismice de cod trebuie să se majoreze în mod corespunzător valoarea coeficientului ψ , putându-se ajunge chiar la valori apropiate de $\psi = 1$. Aceasta poate reduce sau chiar anihila efectul favorabil al admiterii unor valori subunitare pentru coeficientul R și conduce atunci la concluzia că structura de rezistență a construcției în cauză nu satisface cerințele de rezistență la forțele seismice de cod corectate cu coeficientul R .

O concluzie importantă a celor de mai sus o constituie faptul că, în timp ce pentru o construcție nouă valoarea coeficientului ψ din expresia forței seismice totale de cod este o mărime dată, iar cerințele de ductilitate care o fundamentează trebuie să fie realizate prin proiectare, în cazul unei construcții existente situația se prezintă invers: se cunosc limitele de ductilitate ale structurii și trebuie stabilită în consecință de către expertul care face verificarea de rezistență valoarea ψ cu care să se determine forța seismică de calcul.

b) STABILIREA OPORTUNITĂȚII UNOR MĂSURI DE INTERVENȚIE PENTRU MĂRIREA GRADULUI DE ASIGURARE

Valoarea ce se obține pentru coeficientul R din verificarea prin calcul a construcției existente în situația în care se află (fără intervenții) servește ca un prim criteriu pentru a se decide prin concluziile expertizei tehnice dacă sunt sau nu sunt necesare măsuri de intervenție pentru mărirea gradului de asigurare la solicitări seismice. Dacă din calcul se obțin pentru R valori sub cele minime admise, date în tabelul de mai sus, este un semn că sunt necesare măsuri de consolidare cu caracter structural, care să conducă la aducerea coeficientului R la valori cel puțin egale cu cele minime date în tabel. Deci valorile din tabel servesc nu numai pentru luarea unei decizii, ci și ca date de pornire pentru calibrarea soluțiilor și dimensionărilor în cadrul măsurilor de consolidare propuse.

În redactarea din 1991/1992 a normativului P.100/92 [26], în care pentru prima dată în țara noastră apăreau și prevederi referitoare la punerea în siguranță a construcțiilor existente, problema era pusă sub forma de mai sus, destul de tranșantă, în sensul că se

dădea valorii gradului nominal de asigurare R un caracter de criteriu de decizie practic unic și obligatoriu, fără posibilități de interpretare din partea expertului.

Experiența dobândită ulterior, în perioada 1991-1996, în care s-au aplicat prevederile normativului sub această formă, a arătat însă că numai valoarea obținută din calcul pentru coeficientul R nu poate constitui singurul criteriu pentru a se decide dacă sunt sau nu necesare măsuri de consolidare structurale. Astfel:

- În primul rând, însuși modul de determinare a factorilor care intră în expresia (1.11) nu poate fi considerat că este atât de precis încât valoarea care se obține pentru R să fie hotărâtoare. Această imprecizie intervine în special la construcțiile pe ziduri portante de cărămidă, la care datele de pornire în calculul numărătorului S_{cap} al fracției (1.11) (calitatea cărămizilor și a mortarului, schema de calcul etc.) nu sunt suficient stăpânite, iar valoarea coeficientului ψ din expresia numitorului S_{cod} este și ea în mare măsură apreciativă, în funcție de performanțele de ductilitate estimate ale structurii, în limite destul de largi ($\psi = 0,3 \dots 0,8$).

Dar chiar la structurile din beton armat, nu se dispune totdeauna de date suficient de complete pentru armările elementelor componente, pentru a se putea calcula S_{cap} pe baze certe.

- În al doilea rând, starea generală a construcției, gradul de avariere de la cutremurele anterioare cu care s-a confruntat, starea planșelor etc. reprezintă la rândul lor factori de natură a putea influența decizia expertului.

Ținând seama de aceste aspecte, în noua redactare din 1996 a capitolelor privitoare la clădirile existente din normativul P.100/92 [28] **s-a atenuat rolul valorii coeficientului R ca factor de decizie, el căpătând numai un caracter orientativ** și lăsându-se la latitudinea expertului luarea unei decizii privind oportunitatea unor intervenții structurale, cu luarea în considerare și a altor factori, bineînțeles cu arătarea justificărilor

1.3.8. Verificarea de rezistență a structurilor cu pereți portanți din zidărie.

Prescripțiile noastre de proiectare pentru construcții pe ziduri portante de cărămidă sunt încă în curs de revizuire, iar modelele și procedeele de calcul pentru zidurile portante sunt destul de controversate. În cele ce urmează se prezintă modul de calcul elaborat și folosit la expertizele tehnice de până acum de către autor împreună cu prof. **T. Postelnicu**.

Pe măsură ce vor apare în acest domeniu prescripții oficiale definitive, conținutul paragrafului de față va trebui să fie înlocuit în consecință.

Relațiile de calcul date în continuare pentru verificarea secțiunilor montanșilor (șpaleșilor) pereșilor din zidărie portantă neconsolidată cu elemente de beton armat (sâmburi, placări), servesc practic numai la verificarea clădirilor existente, întrucât construcții noi pe ziduri portante de cărămidă fără astfel de consolidări nu se mai fac în zonele seismice.

a) MODELUL DE CALCUL

La clădirile de locuit existente și în general la cele cu înălțimi mici de etaje, plinurile orizontale dintre golurile de uși sau ferestre suprapuse (fig.1.23.a), în care sunt incluși și buiandrugii de deasupra golurilor respective, au înălțimi reduse în raport cu dimensiunile șpaleșilor de zidărie. De asemenea, de regulă buiandrugii existenți sunt realizați fie din bolți de zidărie, fie din grinzi de lemn sau metalice sau chiar din beton armat, cu lungimi de rezemare minimale la capete, care sunt suficiente pentru transmiterea încărcărilor gravitaționale, dar insuficiente pentru a se conta că ar putea îndeplini și funcția de rigle de cuplare între șpaleși. De aceea, în calcul se obișnuiește să se neglijeze rigiditatea la încovoiere a plinurilor orizontale respective, admițând că ele formează numai legături pendulare, ca în fig.1.23.b. Deci șpaleșii se consideră în calcul ca niște console verticale încastrate la bază și având înălțimea liberă egală cu înălțimea totală H a peretelui, cu deformată ca în figură.

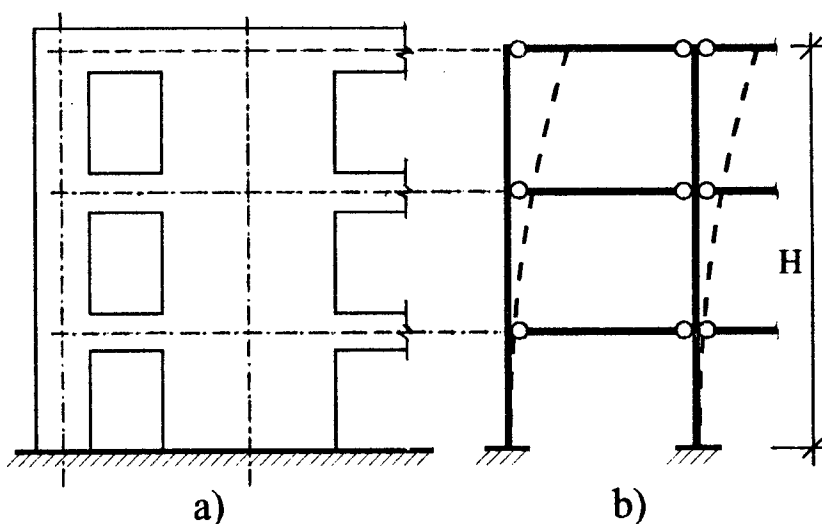


Fig. 1.23

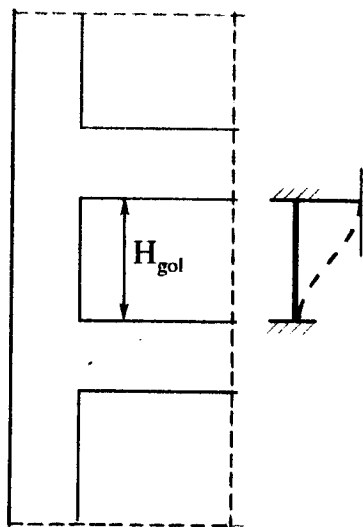


Fig. 1.24

Un șir de astfel de șpaleți este în consecință format dintr-un șir de console verticale, obligate prin legăturile pendulare orizontale să ia deplasări egale sub acțiunea forțelor orizontale. Dacă planșeele sunt cu grinzi de lemn sau metalice, nerealizând șaibe orizontale care să asigure o conlucrare spațială a ansamblului pereților portanți, atunci calculul la forțe orizontale se face separat pentru fiecare perete (șir de șpaleți), obținându-se și pentru gradul nominal de asigurare R tot valori separate pentru fiecare perete. Dacă planșeele sunt din beton armat și realizează șaibe rigide, același calcul se face pentru construcția în ansamblul ei.

În mod special, la construcțiile cu înălțimi mari de etaje, cum sunt cele publice și unele clădiri de locuit mai vechi, plinurile orizontale dintre șirurile de goluri suprapuse pot ajunge la înălțimi de 1,50 - 2,00 m și chiar mai mari. În astfel de cazuri, în funcție și de gradul de avariere al acestor plinuri de la cutremure anterioare, se poate lua în considerare în calcul și aportul lor ca rigle de cuplare, admitându-se în mod simplificat că rigiditățile lor sunt practic infinite în raport cu cele ale șpaleților verticali, care astfel intervin în schema de calcul ca elementele dublu încastrate, pe înălțimea fiecărui gol, ca în fig. 1.24.

b) MECANISMUL DE CEDARE A ZIDĂRIEI LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ

Pereții portanți de zidărie, solicitați în planul lor la compresiune excentrică din acțiunea conjugată a încărcărilor gravitaționale și a forțelor orizontale, se caracterizează prin faptul că nu se poate conta pe aportul rezistenței la întindere a zidăriei pentru preluarea eforturilor din zonele întinse ale secțiunilor. În consecință, capacitatea de a prelua momente încovoietoare este asigurată numai de eforturile de compresiune din încărcările gravitaționale, astfel că *momentele capabile sunt direct proporționale cu eforturile secționale de compresiune N .*

În fig. 1.25 sunt arătate stadiile progresive de solicitare la compresiune excentrică ale unui șpalet de zidărie, când se menține $N = \text{ct.}$ și crește excentricitatea e_0 - și notațiile utilizate.

- În fig. 1.25.a este figurată solicitarea la compresiune centrică ($M = 0$), cu notațiile:

- b, h - lăţimea şi înălţimea secţiunii (la şpaţele cu tălpi intervin pentru acestea notaţiile suplimentare corespunzătoare);
- A - aria secţiunii;
- y - distanţa de la centrul de greutate O până la marginea secţiunii;
- $\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune centrică .

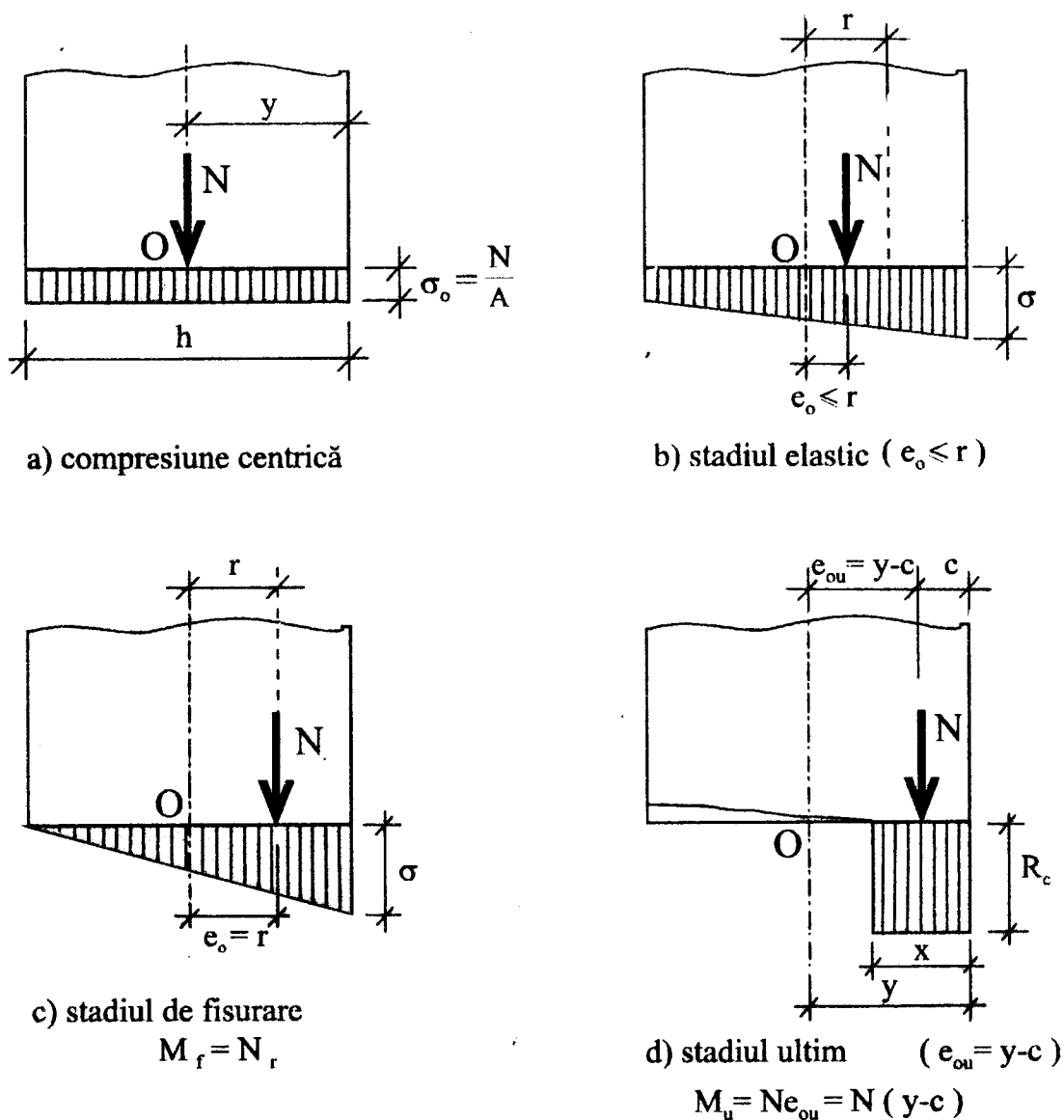


Fig. 1.25

- În fig.1.25.b se arată secţiunea în stadiul elastic, definit prin faptul că întreaga secţiune este comprimată, deci excentricitatea e_0 a forţei verticale N este $e_0 \leq r$ (r - distanţa de la centrul de greutate O până la limita sâmburelui central, pentru sensul de acţiune considerat al forţelor orizontale).

- Fig.1.25.c corespunde situației limită a stadiului elastic, în care forța N este aplicată chiar la limita sâmburelui central ($e_o = r$).

Momentul capabil corespunzător:

$$M_f = N r \quad (1.12)$$

are semnificația de **moment de fisurare**, întrucât la valori mai mari ale momentului apare în zona întinsă a secțiunii o desprindere (fisură) orizontală și aria activă se reduce la zona comprimată.

- În fig.1.25.d este reprezentată starea limită ultimă, în care $e_o > r$ și forța N este situată în centrul de greutate al zonei comprimate de lungime x , la distanța c de la fibra cea mai comprimată. Efortul unitar maxim a atins rezistența de calcul la compresiune a zidăriei R_c , iar prin deformațiile plastice la compresiune ale acesteia diagrama de eforturi unitare din zona comprimată a devenit practic dreptunghiulară.

În acest stadiu ultim, excentricitatea forței N este notată cu e_{ou} și are expresia $e_{ou} = y - c$. Momentul capabil corespunzător (**momentul ultim**) este:

$$M_u = N e_{ou} = N (y - c) \quad (1.13)$$

În cazul particular al șpaleților cu secțiune dreptunghiulară, $x = N / b R_c$, iar $c = x/2 = N / 2 b R_c$ și $e_{ou} = y - N / 2 b R_c$.

Adaptând schemele de determinare a forțelor tăietoare asociate din fig. 1.21 la relațiile (1.12) și (1.13), se obțin expresiile forțelor orizontale seismice totale capabile ale șpaleților de zidărie sub forma:

- pentru schema din fig.1.23 (cu neglijarea rigidităților riglelor de cuplare):

$$\left. \begin{aligned} S_f (\text{fisurare}) &= \frac{M_f}{\frac{2}{3}H} = \frac{N r}{\frac{2}{3}H} \\ S_u (\text{ultim}) &= \frac{M_u}{\frac{2}{3}H} = \frac{N (y - c)}{\frac{2}{3}H} \end{aligned} \right\} \quad (1.14)$$

- pentru schema din fig. 1.24 (cu rigle de cuplare considerate ca infinit rigide):

$$\left. \begin{aligned} S_f \text{ (fisurare)} &= \frac{2M_f}{H_{\text{gol}}} = \frac{2N r}{H_{\text{gol}}} \\ S_u \text{ (ultim)} &= \frac{2M_u}{H_{\text{gol}}} = \frac{2N (y - c)}{H_{\text{gol}}} \end{aligned} \right\} \quad (1.15)$$

.Diagrama forță orizontală - deplasare are alura simplificată din fig. 1.26:

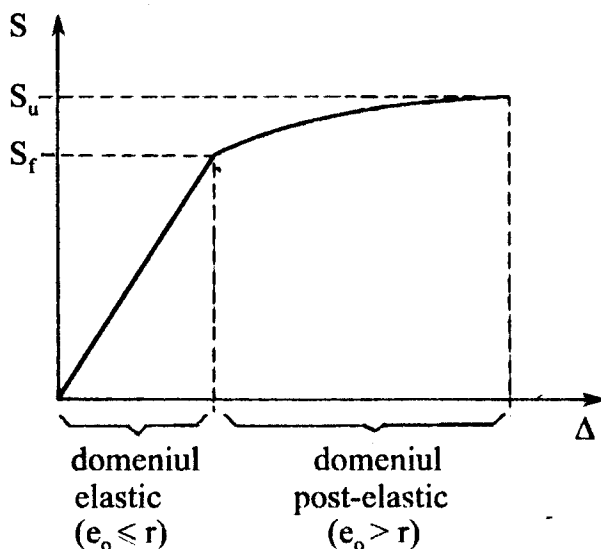


Fig. 1.26

c) MECANISMUL DE CEDARE A ZIDĂRIEI LA FORȚĂ TĂIETOARE ÎN SECȚIUNI ÎNCLINATE

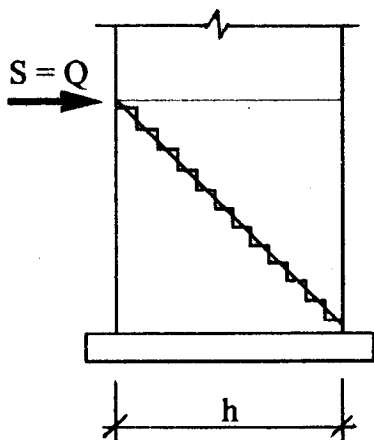


Fig. 1.27

La pereții portanți din zidărie, cedarea prematură la forță tăietoare în secțiuni înclinate (la eforturi principale de întindere) înainte de atingerea capacității portante la compresiune excentrică, deci o cedare cu caracter casant ce nu poate fi totdeauna evitată, ba chiar reprezintă situația curentă la șpaleji cu valori mici ale raportului h/H .

- Forța tăietoare capabilă în stadiul elastic ($M \leq M_f$) se calculează cu relația:

$$Q_{if} = \tau_{o, \text{cap}}^f b h \quad (1.16)$$

unde: b, h - dimensiunile inimii secțiunii șpaletului;

$\tau_{o, cap}^f$ - efortul unitar mediu de întindere capabil, în secțiuni înclinate în stadiul elastic, cu valorile din tabel.

Valorile $\tau_{o, cap}^f$ (daN/cm²)

$\sigma_o = \frac{N}{A}$	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6	7	8	9	10	11	12
Marca mortarului													
M4	0,4	0,5	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4	1,5	1,5
M10	0,7	0,8	1,0	1,2	1,3	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2
M25	1,3	1,5	1,7	1,9	2,1	2,3	2,5	2,6	2,8	2,9	3,0	3,2	3,3
M50	1,9	2,1	2,3	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,5	3,7	3,9	4,0	4,2

Se observă că fiind vorba de o cedare în rosturile zidăriei, valorile $\tau_{o, cap}^f$ nu sunt influențate de marca cărămizilor, ci numai de marca mortarului și de valoarea efortului axial mediu de compresiune σ_o .

Valorile $\tau_{o, cap}^u$ (daN/cm²)

$\sigma_o = \frac{N}{A}$		0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6	7	8	9	10	11	12
Marca cărămizii	Marca mortarului													
C50	M4	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
	M10	0,1	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	1,5	1,8	2,1	2,3	2,6	2,8	3,1
	M25	0,2	0,3	0,7	1,0	1,3	1,6	2,0	2,3	2,6	3,0	3,3	3,6	4,0
	M50	0,2	0,4	0,7	1,1	1,5	1,9	2,3	2,7	3,1	3,5	3,9	4,3	4,6
C75	M4	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,1
	M10	0,1	0,2	0,4	0,7	0,9	1,1	1,3	1,6	1,8	2,1	2,3	2,5	2,7
	M25	0,1	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,7	2,0	2,3	2,6	2,9	3,2	3,5
	M50	0,1	0,3	0,6	1,0	1,3	1,6	2,0	2,3	2,6	3,0	3,3	3,6	4,0
C100	M4	0,1	0,1	0,3	0,5	0,6	0,8	0,9	1,1	1,3	1,4	1,6	1,7	1,9
	M10	0,1	0,2	0,4	0,6	0,9	1,1	1,3	1,5	1,7	2,0	2,2	2,4	2,6
	M25	0,1	0,3	0,5	0,8	1,1	1,3	1,6	1,9	2,2	2,4	2,7	3,0	3,2
	M50	0,1	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,5	2,8	3,1	3,4	3,7

- Forța tăietoare capabilă în stadiul ultim ($M = M_u$) are expresia:

$$Q_{iu} = \tau_{o, \text{cap}}^u b h \quad (1.17)$$

unde: $\tau_{o, \text{cap}}^u$ - este efortul unitar mediu capabil la ruperea în secțiuni înclinate, în zona comprimată activă a secțiunii în stadiul ultim (fig. 1.25.d), cu valorile din tabel.

Spre deosebire de $\tau_{o, \text{cap}}^f$, $\tau_{o, \text{cap}}^u$ este funcție și de marca cărămizii, respectiv de R_c , care determină lungimea x a zonei active comprimate.

d) MECANISMUL DE CEDARE A ZIDĂRIEI LA FORȚĂ TĂIETOARE PRIN LUNECARE ÎN ROSTURI ORIZONTALE

Rezistența la lunecare în rosturi orizontale la zidăria simplă (neconsolidată prin armări verticale) se asigură numai prin frecare, deci forța tăietoare capabilă la lunecare (Q_l) depinde numai de mărimea încărcării verticale N , din care se obține prin înmulțirea cu coeficientul de frecare μ_f , pentru care se adoptă valoarea $\mu_f = 0,7$:

$$Q_l = \mu_f N = 0,7 N \quad (1.18)$$

e) FORȚA ORIZONTALĂ SEISMICĂ CAPABILĂ A UNUI ȘPALET DE ZIDĂRIE

S_{cap} va fi cea mai mică dintre forțele orizontale capabile corespunzătoare celor 3 moduri de cedare: la compresiune excentrică, la forță tăietoare în secțiuni înclinate și la lunecare în rosturi orizontale.

$$S_{\text{cap}} = \min.(S_u, S_{iu}, S_l) \quad (1.19)$$

în care:

S_u se calculează cu relațiile (1.14) sau (1.15), după schema de calcul adoptată pentru riglele de cuplare;

$$S_{iu} = Q_{iu} \text{ - după relația (1.17);}$$

$$S_l = Q_l \text{ - după relația (1.18)}$$

D) FORȚA ORIZONTALĂ SEISMICĂ TOTALĂ CAPABILĂ A UNUI ANSAMBLU DE ȘPALEȚI DIN ZIDĂRIE

Se reamintește că prin "ansamblu de șpaletți din zidărie" se înțelege:

- un șir de șpaletți din planul unui singur perete, dacă planșeele nu realizează o conlucrare spațială a structurii;
- totalitatea șirurilor de șpaletți după direcția considerată, dacă planșeele realizează conlucrarea spațială a structurii.

Modul de calcul al forței orizontale totale capabile este același în ambele cazuri, cu deosebirea că el se face pentru fiecare perete în parte în primul caz, respectiv pentru ansamblul pereților în al doilea caz.

Odată determinată forța orizontală capabilă pentru un perete sau pentru ansamblul pereților după direcția considerată, mai rămâne de stabilit cum se distribuie această forță între șpaletții care compun pereții, ținând seama de condiția ca deplasările lor orizontale să fie egale.

În procedeele aproximative admise a fi aplicate în cadrul expertizelor tehnice la clădirile obișnuite pe zidărie portantă de cărămidă, se admite de regulă ipoteza simplificatoare că toți șpaletții considerați ajung simultan la cedare, deci forța orizontală totală capabilă se obține prin simpla însumare a capacităților lor portante, calculate pentru fiecare șpalet cu relația (1.19).

Desigur, acest mod de calcul nu ține seama de faptul că șpaletții sunt legați între ei la nivelul planșeelor, prin rigle de cuplare pendulare sau rigide, astfel că sunt obligați să ia

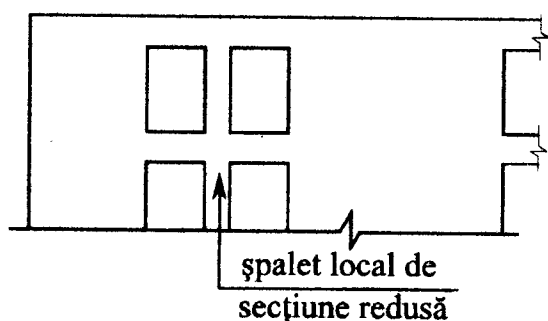


Fig.1.28

deplasări egale la toate nivelurile. Se pune deci și **problema compatibilității deformațiilor șpaletților**, care poate avea ca rezultat că nu toți șpaletții ajung simultan la stadiul ultim și deci ei nu intervin cu întreaga lor capacitate în expresia (1.19) însumată pe perete sau pe întreaga structură. În consecință, procedeul

simplificator arătat mai sus are un caracter de regulă descoperitor în raport cu comportarea reală a structurii, astfel că este de recomandat ca rezultatul obținut prin aplicarea relației (1.19), însumată pe structură să fie corectat cu un factor subunitar apreciativ, cu atât mai redus cu cât diferențele între dimensiunile șpaletților sunt mai mari.

O altă situație poate interveni atunci când pereții cuprind local și șpaletți de dimensiuni foarte reduse, ca în fig.1.28. Considerat ca element individual, un astfel de

șpalet poate prezenta o capacitate de rezistență foarte scăzută, dar în realitate el nu se încarcă practic cu forțe orizontale, datorită rigidității lui reduse în raport cu restul șpaleților. De aceea, este de recomandat ca astfel de șpaleți să fie neglijăți în calculul forței orizontale capabile a ansamblului peretelui din care fac parte. De altfel, la cutremurele puternice recente, în mod sistematic asemenea șpaleți de dimensiuni reduse nu au prezentat avarii care să arate că ar fi participat în mod semnificativ la preluarea forțelor orizontale seismice.

Desigur, toate aceste carențe ale unui calcul aproximativ efectuat prin simpla însumare a forțelor orizontale capabile ale șpaleților în stadiul ultim pot fi evitate dacă se face un **calcul mai aprofundat al structurii, cu luarea în considerație și a condițiilor de compatibilitate a deformațiilor**. Dar de cele mai multe ori, o verificare chiar prin procedeul aproximativ arătat mai sus se dovedește suficient de edificatoare asupra nivelului de asigurare de ansamblu al unei structuri pe ziduri portante, astfel că numai în cazuri speciale se apelează la calcule mai aprofundate.

g) APRECIEREA VALORII COEFICIENTULUI ψ

Din cele expuse până aici cu privire la verificarea prin calcul a construcțiilor existente pe ziduri portante de cărămidă, se observă că momentele de fisurare (M_f) și forțele orizontale asociate acestora, calculate cu expresiile (1.12), respectiv (1.14) și (1.15), nu au intervenit în calculul S_{cap} , ceea ce este firesc, pentru că S_{cap} s-a determinat în stadiul ultim. Momentul de fisurare intervine însă în determinarea valorii coeficientului ψ din expresia forței seismice de cod, după cum urmează.

Comportarea neliniară a șpaleților de zidărie provine în cea mai mare parte din faptul că de la depășirea stadiului de fisurare (fig.1.25.c), pe măsură ce punctul de aplicație al forței verticale N se depărtează de limita sâmburelui central, secțiunea activă se reduce treptat până la stadiul de cedare (fig.1.25.d) și astfel în intervalul dintre M_f și M_u (respectiv dintre S_f și S_u) rigiditatea scade, ajungându-se la o curbă $S - \Delta$ de tipul din fig.1.26. O primă măsură a "ductilității" (de fapt a comportării neliniare) o reprezintă raportul $M_u/M_f = S_u/S_f$.

Comportarea neliniară poate fi blocată de o cedare prematură într-o secțiune înclinată la forța tăietoare Q_{if} dată de relația (1.16), astfel încât în cele din urmă factorii care influențează coeficientul ψ sunt rapoartele S_u/S_f , Q_{if}/S_f și Q_{if}/S_u . Această relație tripartită și valorile care rezultă pentru ψ sunt vizibile clar într-o reprezentare ca în

fig.1.29, în care s-a trasat curba $\psi = f(Q_{if, cap})$ în funcție de toți factorii care intervin în calcul. Rezultă astfel pentru valorile coeficientului ψ următoarele domenii:

a) Dacă $Q_{if, cap} \leq S_f$, înseamnă că cedarea hotărâtoare este cea în secțiune înclinată, din acțiunea forței tăietoare, deci o cedare de tip casant. În consecință, pentru coeficientul ψ trebuie să se ia valoarea maximă, evaluată la $\psi = 0,8$.

b) Dacă $Q_{if, cap} \geq S_u$, cedarea se produce la compresiune excentrică, după consumarea în întregime a zonei de comportare inelastică dintre S_f și S_u și deci se poate conta pe o cedare de tip ductil, respectiv se poate admite pentru ψ valoarea $\psi = 0,3$ prescrisă în normativ pentru o comportare ductilă.

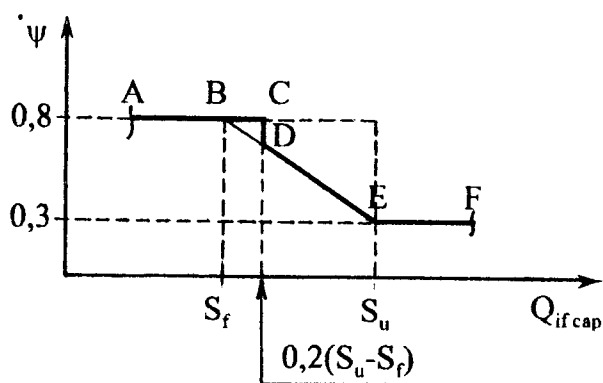


Fig. 1.29

c) În zona intermediară $S_f \leq Q_{if, cap} \leq S_u$, valorile ψ se determină prin interpolare liniară între limitele 0,3 și 0,8, după dreapta B - E din figură.

d) Ca o corecție suplimentară în sens acoperitor în același domeniu, dacă $Q_{if, cap} \leq 0,2 (S_u - S_f)$, se

rotunjește valoarea ψ dedusă prin interpolarea de mai sus la $\psi_{max} = 0,8$, adică în porțiunea respectivă dreapta B - E se înlocuiește cu B - C - D - E, ca în figură.

1.4. Verificarea de rigiditate

1.4.1. Scopul verificării

În capitolul precedent s-a arătat că principala condiție pe care trebuie să o îndeplinească o construcție pentru a fi calificată ca rezistentă în bune condiții la acțiuni seismice este ca structura ei să satisfacă exigențele de rezistență, adică să nu ajungă la colaps, nici pe ansamblu nici local, iar avarierile elementelor structurale să se înscrie în limite rezonabile, respectiv să nu necesite lucrări costisitoare de reparare după cutremur.

În afară de structura de rezistență propriuzisă, este însă necesar să fie asigurată și o *comportare satisfăcătoare a elementelor nestructurale*, cum sunt în primul rând pereții de umplutură (despărțitori sau de închidere), care trebuie să poată urmări deformațiile structurii principale de rezistență cu deteriorări minimale și ușor de reparat. La

construcțiile cu caracter monumental, reprezentative, cu finisaje costisitoare, protecția finisajelor respective devine o exigență suplimentară pe aceeași linie.

Deformațiile laterale prea mari ale unei clădiri sub acțiunea forțelor orizontale seismice pot genera și inconveniente de altă natură, ca: necesitatea unor lățimi mari ale rosturilor dintre corpurile de clădire învecinate cu caracteristici dinamice diferite, pentru evitarea coliziunilor din oscilații defazate, precum și răsturnări de mobilier, răsturnări de lichide din rezervoarele amplasate pe construcție, deteriorări ale instalațiilor, senzații de panică la ocupanții clădirii etc.

Toate aceste aspecte conduc la necesitatea ca la verificarea prin calcul a structurii de rezistență să se pună și condiții de limitare a mărimilor deplasărilor orizontale sub acțiunea solicitărilor seismice, prin *asigurarea unei rigidități suficiente a structurii* la aceste deplasări.

1.4.2. Importanța verificării de rigiditate în funcție de sistemul constructiv

Ponderea cu care intervine în calcul verificarea de rigiditate la deformări laterale variază în funcție de sistemul constructiv. Din acest punct de vedere se disting două tipuri de bază de construcții.

a) construcțiile la care forțele orizontale sunt preluate printr-o structură în cadre etajate, de regulă din beton armat (*structură de tip flexibil*);

b) construcțiile cu pereți structurali (din beton armat monolit, din panouri mari prefabricate de beton armat sau din zidărie de cărămidă), la care pereții structurali, chiar dacă sunt dispuși mai rar și completați cu cadre intermediare, au o rigiditate dominantă în raport cu cea a cadrelor, astfel că preiau practic în totalitate forțele orizontale (*structuri de tip rigid*).

La structurile de tip rigid, în cazurile obișnuite (clădiri până la 10 - 12 etaje), pereții structurali dimensionați pe criterii de rezistență și de ductilitate asigură de regulă și respectarea cerințelor de rigiditate, astfel că necesitatea unei verificări de rigiditate intervine numai în cazuri speciale. În schimb, la structurile de tip flexibil, această verificare capătă o importanță primordială, putând deveni determinantă pentru dimensionarea elementelor structurale (grinzi și stâlpi).

Între cele două tipuri de bază de structuri definite mai sus se situează și unele tipuri intermediare, cum sunt:

- *Structurile de tip dual*, formate din pereți structurali și cadre, dar la care rigiditățile pereților structurali nu sunt net dominante în raport cu cele ale cadrelor intermediare, astfel că atât unele cât și celelalte participă în mod semnificativ la preluarea forțelor

orizontale. La acestea, importanța verificării de rigiditate variază de la caz la caz, în funcție de rapoartele între rigiditățile pereților structurali și cele ale cadrelor. Verificarea trebuie să fie oricum făcută.

- **Structurile de tip rigid cu parter flexibil** (cu pereți structurali rezemați la parter pe stâlpi, pentru a crea spații libere comerciale mai dezvoltate), ca în fig. 1.30. La acestea, verificarea de rigiditate este de regulă necesară numai la nivelul flexibil.

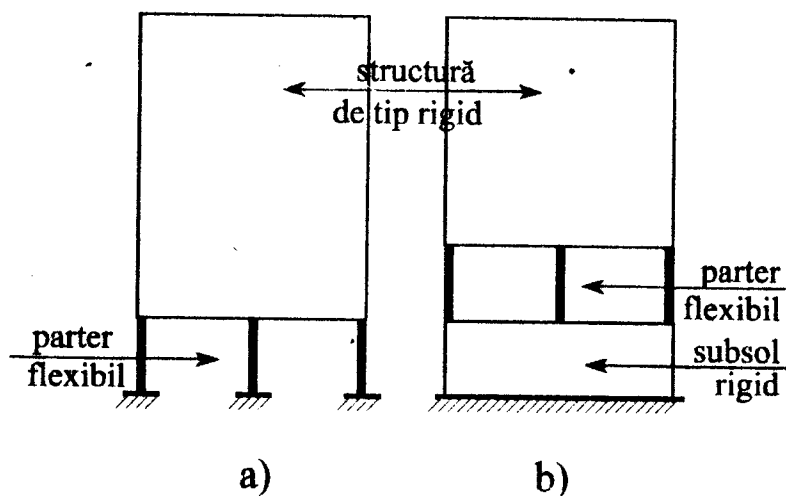


Fig. 1.30

La clădirile etajate cu schelet metalic, aceeași diferențiere intervine după cum cadrele metalice sunt sau nu rigidizate prin contravântuiri.

Întrucât cazul curent în care verificarea de rigiditate este importantă este cel al structurilor de tip flexibil (cadre), considerațiile care urmează se referă în special la acest caz.

1.4.3. Alcătuirea pereților nestructurali și vulnerabilitatea lor la deformațiile structurii principale de rezistență

Din punctul de vedere al prezenței și alcătuirii pereților nestructurali și al vulnerabilității lor la deformațiile structurii principale de rezistență sub acțiunea forțelor orizontale seismice, la clădirile etajate se pot întâlni următoarele situații:

a) Construcții cu **pereți rigidizanți** (pereți cu caracter masiv, din zidărie de cărămidă sau din blocuri de beton ușor, inclusiv din beton celular autoclavizat). Acest tip de pereți, chiar dacă nu sunt în mod deliberat incluși ca elemente de contravântuire în structura de rezistență, participă totuși în realitate, prin rigiditatea lor, la preluarea forțelor orizontale seismice, încărcându-se cu forțe tăietoare și căpătând avarii (fisuri) dacă deformațiile structurii principale de rezistență sunt prea mari.

La proiectarea clădirilor noi cu structură în cadre, astfel de pereți se evită ori de câte ori este posibil, dar la clădirile existente prezența lor poate constitui o realitate și trebuie considerată ca atare.

b) Construcții cu **pereți nerigidizanți** (fâșii verticale din gips - carton, fâșii de azbociment cutat, pereți vitrași etc.). Aceștia au rigidități neglijabile, iar eventualele avarii pe care totuși le-ar primi din deformarea structurii au un caracter local și sunt ușor de reparat.

Pentru pereții de închidere, o soluție mai modernă care a început să capete răspândire și la noi în țară la clădirile înalte, în special la cele de birouri și hoteluri, este cea cu **pereți - cortină** suspendați de structură. Aceștia pot urmări deformațiile structurii fără a se deteriora, până la o limită care poate fi stabilită printr-o corelare corespunzătoare între caracteristicile de rigiditate ale structurii și condițiile impuse îmbinărilor între panourile de perete - cortină și elementele structurale învecinate.

c) O categorie de clădiri mai rar întâlnită o formează cele **fără pereți nestructurali** (tip caracteristic: parcajele multietajate pentru autovehicule). Până în prezent astfel de construcții nu au început încă să fie realizate în România, dar prescripțiile de proiectare în vigoare le iau în considerare ca pe un caz posibil.

Cerințele de rigiditate prescrise structurilor principale de rezistență sunt calibrate în funcție de încadrarea în clasificarea de mai sus.

1.4.4. Deplasări laterale elastice și totale

Prin deplasări laterale ale construcțiilor sub acțiunea forțelor seismice, în raport cu care se face verificarea de rigiditate, se înțeleg **deplasările totale**, rezultate prin însumarea componentei elastice cu cea post-elastică. Într-un calcul simplificat, admis în mod curent, se determină întâi componenta elastică, dintr-un calcul static la forțele orizontale seismice de cod, iar deplasarea totală se deduce apoi din cea elastică prin împărțire cu coeficientul ψ , care intervine cu aceeași valoare cu cea introdusă în expresia forței seismice de cod:

$$\Delta = \frac{\Delta_{\text{elasic}}}{\psi} \quad (1.20)$$

Este de subliniat că diferența între deplasarea elastică și cea totală este foarte importantă, având în vedere că la structurile în cadre etajate $\psi = 0,20$, astfel încât $\Delta = \Delta_{\text{elasic}} / 0,20 = 5 \Delta_{\text{elasic}}$. În cele ce urmează, prin deplasări vom înțelege deplasările totale.

1.4.5. Deplasări relative de nivel

În fig.1.31 s-a reprezentat o structură în cadre etajate (fig.1.31.a) acționată de forțe orizontale dirijate de la stânga spre dreapta și având înălțimea totală H și înălțimile de etaj (nivel) $H_{e1}, H_{e2} \dots H_{ei}$ (nivel curent) $\dots H_{en}$. În fig.1.31.b este prezentată diagrama de forțe tăietoare de nivel $Q_1, Q_2 \dots Q_i \dots Q_n$, iar în fig.1.31.c deformata axului structurii. Deplasarea totală la vârf este Δ , iar cu Δ_{ei} s-a notat diferența între deplasările de la cele două extremități ale etajului (i), denumită **deplasarea relativă de nivel** a etajului (i) (engl. *interstory drift*, sau prescurtat *drift*).

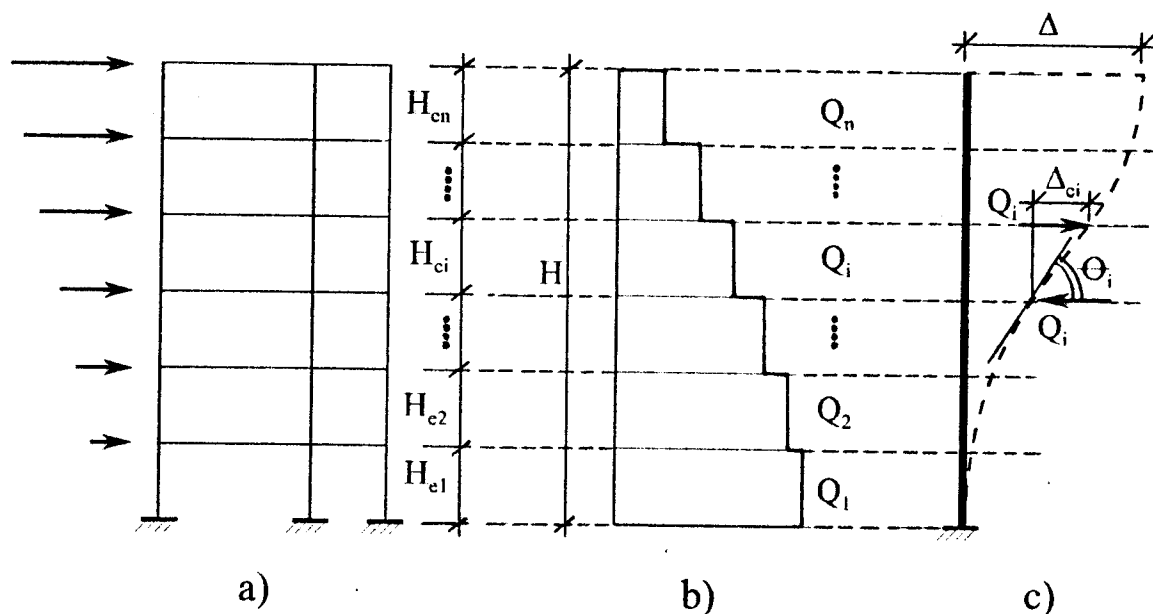


Fig. 1.31

Înclinarea medie a deformatii pe înălțimea etajului (i) a fost notată cu :

$$\theta_i = \Delta_{ei} / H_{ei} \quad (1.21)$$

Așa cum se vede și din fig.1.31.c, deformata axului unei structuri obișnuite în cadre etajate are un punct de inflexiune în zona de la înălțimea $(0,3 \dots 0,5) H$, unde în consecință înclinarea medie de nivel θ_i are valoarea maximă. Deci la nivelul respectiv structura în cadre are local cea mai mare deformabilitate și în consecință este de așteptat ca și avarierile pereților nestructurali să fie maxime, fapt confirmat de altfel în mod sistematic și la cutremurul din 1977 la clădirile cu structuri în cadre.

Rezultă că pentru verificarea de rigiditate a unei structuri la deplasările produse de forțele orizontale seismice, **mărimea care trebuie supusă verificării și pentru care se**

prescriu limitări superioare este deplasarea relativă de nivel, la nivelul unde are valoarea maximă.

În consecință, și caracteristica de rigiditate a structurii care interesează în corelare cu deplasările relative de nivel va fi **rigiditatea relativă de nivel**, notată cu K_{ei} și definită prin forța tăietoare Q_i (perechea de forțe orizontale Q_i din fig.1.31.c) necesară pentru a produce o deplasare relativă de nivel egală cu unitatea:

$$Q_i = \Delta_{ei} K_{ei} \quad (1.22)$$

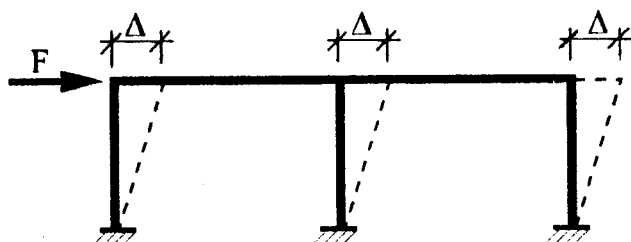


Fig. 1.32

Dacă se face o comparație între definiția rigidității relative de nivel și cea a rigidității “absolute” a unei bare sau a unei structuri cu un grad de libertate, cum este cea din fig.1.32, se observă următoarele:

- rigiditatea “absolută” K în raport cu un grad de libertate Δ se definește prin forța F , aplicată după direcția gradului de libertate Δ , necesară pentru a produce o deplasare egală cu unitatea:

$$F = K \Delta \quad (1.23)$$

deci reprezintă **relația între o forță și o deplasare**;

- rigiditatea relativă de nivel K_{ei} din relația (1.22) reprezintă **relația între o pereche de forțe și o diferență de deplasări**.

Totodată se observă că rigiditatea absolută K este o constantă a structurii respective, în timp ce rigiditatea relativă de nivel este funcție nu numai de caracteristicile structurii, ci și de distribuția pe verticală a forțelor orizontale.

1.4.6. Componentele deplasării relative de nivel

Pentru simplitatea expunerii, vom porni de la cazul cel mai simplu, al unui cadru de tip portal (cu o singură deschidere și un singur nivel), ca în fig.1.33.a, cu riglă infinit rigidă în raport cu stâlpii și acționat de o forță orizontală F aplicată la nivelul riglei.

Momentele încovoietoare la toate capetele de bare (fig.1.33.b) vor fi $M = F H / 4$, iar eforturile axiale N din stâlpi, reprezentând acțiunea indirectă a forței orizontale F , vor fi:

$$N = \pm \frac{2 M}{L} = \pm \frac{F H}{2 L}$$

Deformata cadrului poate fi descompusă într-o componentă ca în fig.1.33.c, corespunzătoare situației când se blochează deformățiile axiale ale stâlpilor, produse de eforturile N - și componenta suplimentară din fig.1.33.d, din deformabilitatea axială deblocată a stâlpilor.

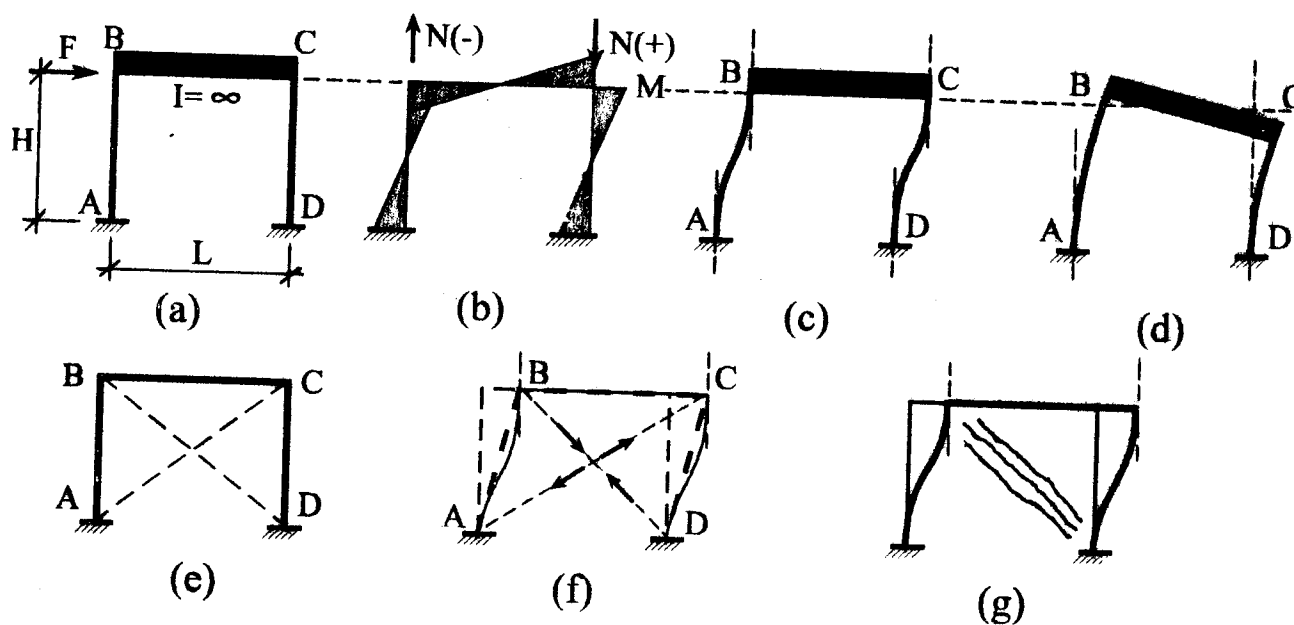


Fig. 1.33

Dacă acum cadrul respectiv este considerat ca umplut cu zidărie, rolul rigidizant al acesteia este similar cu cel al unor diagonale încrucișate deformabile axial, dispuse ca în fig.1.33.e. Din componenta din fig.1.33.c a deformăției cadrului, dreptunghiul limitat de axele AB, BC și CD devine un paralelogram ca în fig.1.33.f, astfel că diagonalele care schematizează efectul zidăriei de umplutură se deformează axial: diagonală AC se alungește, deci după direcția respectivă zidăria este supusă la întindere, în timp ce diagonală BD se scurtează, deci eforturile după direcția ei sunt de compresiune. Avariile în zidăria de umplutură se vor produce la întindere în rosturi, ca în fig.1.33.g.

Cealaltă componentă a deformăției cadrului, din efectul deformabilității axiale a stâlpilor (fig.1.33.d) nu provoacă un fenomen similar, modificările de lungime ale diagonalelor fiind nesemnificative, astfel că și efectul asupra avarierii zidăriei de umplutură va fi neglijabil.

Aceleași aspecte se regăsesc în mod general și la o structură oarecare în cadre cu mai multe deschideri și mai multe etaje. Concluzia este că pentru un cadru etajat umplut cu zidărie și acționat de forțe orizontale, fracțiunea din deplasările relative de nivel care provoacă avarieri ale zidăriei de umplutură este numai componenta de "paralelogramizare" (corespunzătoare blocării deformabilității axiale a stâlpilor). Deci numai această

componentă trebuie să se înscrie în valorile limită admise de prescripții pentru deplasările relative de nivel.

În programele de calcul automat pentru structuri în cadre etajate care se folosesc în prezent în România, cum este programul CASE elaborat de I.P.C.T., se livrează ca rezultat pentru deplasările relative de nivel valorile globale ale acestora, calculate luând în considerare și deformațiile axiale ale stâlpilor, deci se obțin valori mai mari decât cele care ar trebui să fie comparate cu valorile maxime admise. Diferențele sunt cu atât mai importante cu cât efectul indirect al forțelor orizontale intervine cu o pondere mai mare, respectiv cu cât cadrul este mai zvelt (raportul între înălțime și lățime este mai mare) și cu cât riglele sunt mai rigide în raport cu stâlpii.

Rezultatele corecte se obțin dacă, folosind aceleași programe de calcul, pentru determinarea deplasărilor relative de nivel se reia calculul structurii la acțiunea forțelor orizontale blocând deplasările pe verticală ale nodurilor, ceea ce se realizează introducând pentru rigiditățile la deformare axială ale stâlpilor valori mult majorate față de cele reale.

1.4.7. Valori maxime admise de prescripții pentru deplasările relative de nivel

În funcție de încadrarea în clasificarea de la paragr.1.4.3 de mai sus, valorile maxime admise de normativul de proiectare antiseismică P.100-92 pentru rapoartele $\theta_i = \Delta_{ei} / H_{ei}$ (relația 1.21) sunt:

Categoria definită la paragr.1.4.3	Valoare maximă admisă pentru $\theta_i = \Delta_{ei} / H_{ei}$
a	0,0035
b	0,0070
c	0,0070

1.4.8. Probleme în curs de clarificare și tendințe moderne

a) Modul de calcul al deplasărilor relative de nivel și limitările prescrise la paragraful precedent sunt date în principiu pentru construcții noi, care se dimensionează la forțele seismice de cod, calculate introducând pentru coeficientul ψ valorile prescrise în normativ.

La verificarea unei construcții existente, dacă din calcul rezultă valori subunitare pentru gradul nominal de asigurare R și acestea sunt acceptate ca atare, înseamnă că se

admite pentru construcția respectivă $S_{cap} < S_{cod}$ și deci se contează pe incursiuni mai mari în domeniul post-elastic decât la o construcție nouă. În acest caz, în calculul deplasărilor totale $\Delta = \Delta_{elastic}/\psi$ ar trebui să se introducă valori mai mici pentru coeficientul ψ . Problema nu este încă reglementată în mod explicit sub această formă în prescripțiile noastre actuale, dar se află în atenția elaboratorilor de expertize tehnice și de proiecte de consolidare.

b) Dacă la expertizarea unei clădiri existente se constată că structura îndeplinește cerințele de conformare, de rezistență și de ductilitate și singura cerință nerespectată este cea de rigiditate, se acceptă de regulă ca aceasta să nu constituie un motiv pentru a propune consolidarea structurii de rezistență. Cu alte cuvinte, în asemenea cazuri se acceptă ca la un viitor cutremur de intensitate maximă corespunzătoare zonei seismice respective, construcția să capete deformații și avarieri mai mari. Justificarea acestui compromis este de natură strict economică. Prin raportul de expertiză beneficiarul trebuie să fie însă în mod clar avertizat asupra situației.

Dacă însă se constată că nu sunt respectate nici celelalte cerințe și în consecință se propun măsuri de intervenție cu caracter structural, în mod firesc în proiectul de consolidare trebuie să se țină seama și de cerințele de rigiditate, ceea ce în unele cazuri poate chiar dicta soluția de consolidare [1], [2]. În această problemă există încă păreri controversate, iar prescripțiile actuale nu aduc precizări cu caracter ferm.

c) Studii mai recente [12], [34] conțin propuneri de rafinare a calculului deplasărilor relative de nivel și a modului de verificare de rigiditate a structurilor. Între altele, sunt propuse:

- procedee directe de determinare a deplasărilor totale, prin calcule în domeniul post-elastic, în locul utilizării împărțirii valorii deplasării elastice cu coeficientul ψ ;

- încadrarea verificării de rigiditate în categoria verificărilor la stări limită ale funcționării normale și, ca urmare, folosirea pentru calculul deplasărilor a unor valori ale forțelor seismice mai mici decât pentru verificarea la starea limită de rezistență.

1.5. Verificarea de ductilitate

1.5.1. Generalități. Obiectul verificării

Verificarea de ductilitate a unei structuri, în condițiile unei acțiuni seismice cu caracteristici date și în situația când se cunosc cu suficientă certitudine pozițiile zonelor

plastice potențiale, ar trebui să comporte determinarea *ductilităților capabile* (capacităților de deformare post-elastică) în aceste zone și compararea lor cu ductilitățile necesare (numite și *cerințe de ductilitate*), pentru ca structura să preia și să disipeze energia indusă de cutremur fără să ajungă la colaps.

Pusă sub această formă, verificarea de ductilitate ar răspunde unei concepții coerente asupra controlului comportării structurii la acțiunea seismică dată, însă ar deveni deosebit de laborioasă și delicată, necesitând o analiză dinamică neliniară a structurii în ansamblul ei, ceea ce depășește în orice caz posibilitățile unui calcul manual obișnuit și cere să se apeleze la utilizarea unor programe de calcul automat de tipuri avansate.

Când este vorba de o construcție existentă, problema se complică suplimentar, în primul rând datorită incertitudinii asupra unor date de intrare, cum sunt cantitatea și modul de dispunere a armăturilor la structurile de beton armat. De asemenea, programele de calcul dinamic neliniar existente, cum este programul ANELISE elaborat de I.P.C.T., se referă la structuri cu alcătuiți ordonate, în care cadrele sau pereții structurali se pot ușor individualiza și modela pentru calcul. Ori, dintre construcțiile existente, tocmai cele mai periclitate în caz de cutremur și care ar necesita mai mult decât altele o verificare de ductilitate mai aprofundată sunt de obicei cele cu alcătuiți constructive mai dezordonate și deci mai dificil - uneori practic imposibil - de modelat pentru un calcul mai sofisticat.

Din toate aceste motive, în cazurile curente verificarea de ductilitate se rezumă la un control al ductilităților capabile prin reguli simplificate și compararea lor cu limitările corespunzătoare date în prescripții tot sub forme simple.

În capitolul de față se tratează problema la acest nivel. Procedeele de calcul mai avansate, dat fiindcă au implicații nu numai asupra problemelor de ductilitate, ci și asupra celor de rezistență și rigiditate, sunt tratate într-un capitol separat (1.6).

Categoriile de ductilitate care intervin în calcul sunt:

- ductilitatea de material;
- ductilitatea secțională;
- ductilitatea de element structural.

1.5.2. Ductilitatea de material se definește pe baza curbei caracteristice $\sigma - \epsilon$ a materialului și se exprimă prin raportul între deformația specifică ultimă (de rupere) ϵ_u și cea de plastificare ϵ_p :

$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_p} \quad (1.24)$$

Pentru elementele de beton armat, caracteristica principală sub acest aspect o constituie diferența mare între ductilitatea la întindere a armăturilor, dacă acestea sunt din oțel laminat, și cea la compresiune a betonului:

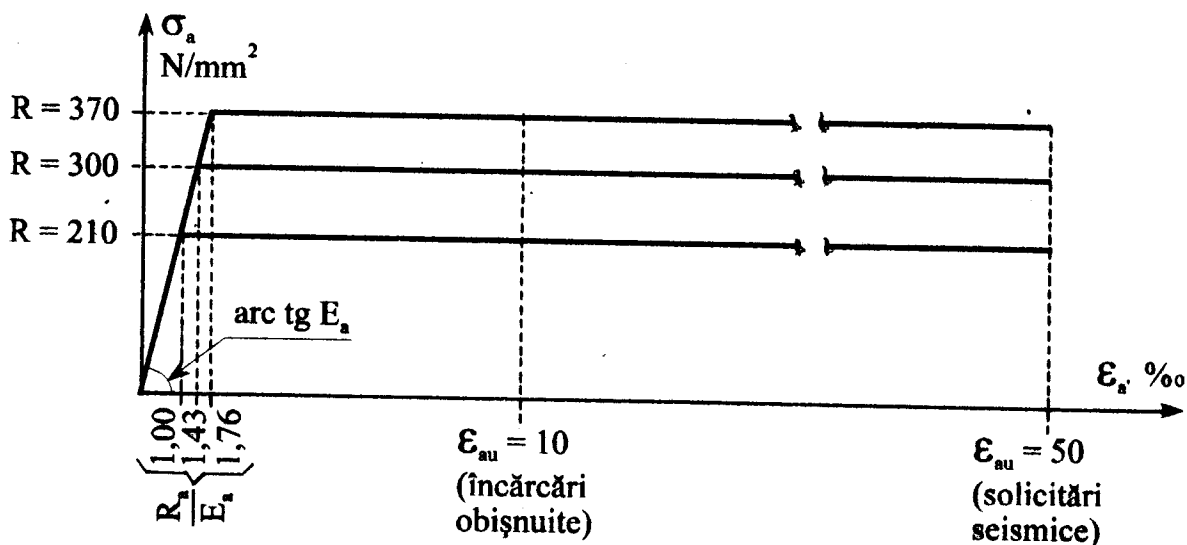


Fig. 1.34

- Pentru armături, utilizând curbele caracteristice $\sigma_a - \epsilon_a$ cu schematizare biliniară de tip **Prandtl**, admise pentru calcul de STAS 10107/0-90 (fig.1.34), rezultă la cele 3 tipuri de oțeluri folosite în România (OB 37, PC 52, PC 60), pentru solicitări seismice ($\epsilon_{au} = 50 \text{ ‰}$) valorile $\mu_a = \epsilon_{au} / \epsilon_{ap}$ din tabel.

Tipul de oțel	Limita de curgere de calcul $R_a = \sigma_{ap} \text{ (N / mm}^2\text{)}$	$\epsilon_{ap} = \frac{\sigma_{ap}}{E_a}$ (‰)	ϵ_{au} (‰)	$\mu_a = \frac{\epsilon_{au}}{\epsilon_{ap}}$
OB 37	210	1,00	50	50
PC 52	300	1,43	50	35
PC 60	370	1,76	53	28

- Pentru beton solicitat la compresiune, curba caracteristică $\sigma_b - \epsilon_b$ schematizată dată în același standard (fig.1.35) este formată dintr-o parabolă de ecuație:

$$\frac{\sigma_b}{R_c} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bp}} \left(2 - \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bp}} \right)$$

valabilă în domeniul $0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{bp} (= 2 \text{ ‰})$ și continuată cu un palier până la $\epsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$.

Rezultă o ductilitate:

$$\mu_b = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bp}} = \frac{3,5}{2} = 1,75$$

Această valoare poate fi majorată printr-o confinare mai puternică a betonului (printr-un procent de armare transversală sporit), însă rămâne oricum cu mult sub ductilitatea la întindere a armăturilor.

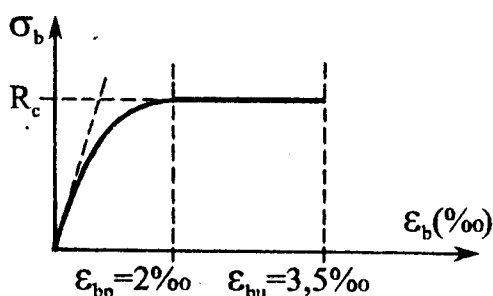


Fig. 1.35

La elementele solicitate la compresiune cu excentricitate mică, la care în stadiul ultim întreaga secțiune este comprimată, curba caracteristică din fig.1.35 se oprește la $\epsilon_{bp} = 2\text{‰}$, care în acest caz devine și deformația specifică ultimă.

Se poate deci afirma că armăturile din oțel laminat reprezintă un material ductil, în timp ce betonul solicitat la compresiune are o comportare neductilă, cu cedare practic casantă.

1.5.3. Ductilitatea secțională la elementele structurale din beton armat

Elementele componente ale unei structuri din beton armat, atât la structurile de tip flexibil cât și la cele de tip rigid, sunt în principal solicitate la încovoiere, cu sau fără efort axial. În consecință, cazul cel mai general pe care trebuie analizată și definită ductilitatea lor secțională este cel al unui element solicitat la încovoiere cu efort axial.

Pentru elemente structurale din această categorie, starea limită de rezistență se definește prin atingerea deformației specifice ultime în betonul din zona comprimată (ϵ_{bu}). Cazul special când, la procente de armare foarte mici, se poate produce ruperea armăturii înainte de atingerea ϵ_{bu} în betonul comprimat, se întâlnește rar și nu a fost luat în considerare în cele ce urmează. În stadiul când în zona comprimată se atinge deformația specifică ultimă ϵ_{bu} , deformația specifică în armătura din zona întinsă a secțiunii are o valoare anumită ϵ_a care, după cum armătura a ajuns sau nu în prealabil la curgere, este $\epsilon_a \geq \epsilon_{ap}$ sau $\epsilon_a < \epsilon_{ap}$.

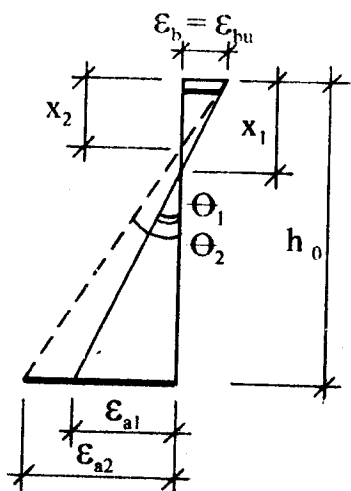


Fig. 1.36

În fig.1.36 se poate vedea influența poziției axei neutre, respectiv a înălțimii relative $\xi = x / h_0$ a zonei comprimate, asupra valorii ε_a din armătura întinsă, în stadiul ultim definit prin $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$. În figură sunt reprezentate, pentru aceeași secțiune de element, deformațiile (diagramele ε) în două ipoteze privind poziția axei neutre, în care înălțimile zonei comprimate sunt notate cu x_1 și x_2 , unde $x_1 > x_2$.

Admițând, așa cum este în general acceptat, că ipoteza secțiunilor plane (*Bernoulli*) rămâne practic valabilă și în domeniul post-elastic până la stadiul de cedare, cele două diagrame ε , cea reprezentată prin linie plină, corespunzătoare la x_1 și cea cu linie punctată, corespunzătoare la x_2 , sunt liniare și au ca punct comun ordonata extremă $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$. Rotirile secțiunii în cele două ipoteze au fost notate cu θ_1 și θ_2 .

Comparând între ele cele două diagrame ε , se vede imediat că dacă $x_2 < x_1$, atunci deformațiile specifice corespunzătoare în armătura întinsă sunt $\varepsilon_{a2} > \varepsilon_{a1}$ și anume cu cât înălțimea relativă $\xi = x / h_0$ a zonei comprimate este mai mică, cu atât în stadiul de cedare ε_a este mai mare.

La o anumită valoare a lui ξ , notată de regulă cu ξ_b (valoare de "balans"), ε_a ajunge egală cu valoarea de curgere ε_{ap} . Apoi, cu cât ξ scade mai mult sub ξ_b , cu atât ε_a crește peste valoarea ε_{ap} , adică deformațiile armăturii întinse înaintază mai mult pe palierul de curgere. Rezultă următoarele:

- la valori $\xi > \xi_b$, stadiul ultim se atinge direct prin cedarea betonului din zona comprimată, fără ca armătura întinsă să fi ajuns în prealabil la curgere, deci **cedarea este neductilă**;

- la valori $\xi < \xi_b$, armătura ajunge la curgere înainte de atingerea stadiului ultim, deci **cedarea este ductilă** și anume cu atât mai ductilă cu cât în stadiul ultim armătura întinsă a intrat mai mult pe palierul de curgere, ceea ce se reflectă și printr-o rotire θ mai mare a secțiunii.

Concluzia generală este că *ductilitatea secțională este în directă dependență de înălțimea relativă ξ a zonei comprimate și anume este cu atât mai mare cu cât valoarea ξ este mai mică*. Pe acest considerent, în STAS 10107/0-90 condiția de ductilitate sub forma ei simplificată se pune prin limitarea superioară a înălțimii relative a zonei comprimate, deci printr-o condiție de forma $\xi \leq \xi_{lim}$, unde $\xi_{lim} = 0,40 < \xi_b$.

Pentru a analiza de ce factori depinde ξ și implicit ductilitatea secțională, în cele de mai jos se particularizează aceste considerații pe două cazuri caracteristice: grinda (rigla de cadru) și stâlpul.

a) GRINDA SOLICITATĂ LA ÎNCOVOIERE

Fiind vorba de o zonă plastică potențială, pentru rigla de cadru interesează zona din vecinătatea reazemului, unde totdeauna armarea este dublă, iar armarea de la partea superioară, pentru momente negative, este mai mare decât cea de la partea inferioară.

În zonele plastice potențiale de la extremitățile riglei, momentele de plastificare pot fi negative sau pozitive, după sensul de acțiune al forțelor orizontale seismice. Din punctul de vedere al ductilității la o extremitate a grinzii, situația cea mai defavorabilă intervine când armătura întinsă este mai puternică decât cea comprimată, deci când zona întinsă a secțiunii este cea de la partea superioară (moment de plastificare negativ). Acest caz este reprezentat în fig.1.37, unde s-a notat cu A_a armătura întinsă de la partea superioară a secțiunii și cu A'_a cea comprimată de la partea inferioară, iar cu p și p' s-au notat procentele de armare corespunzătoare:

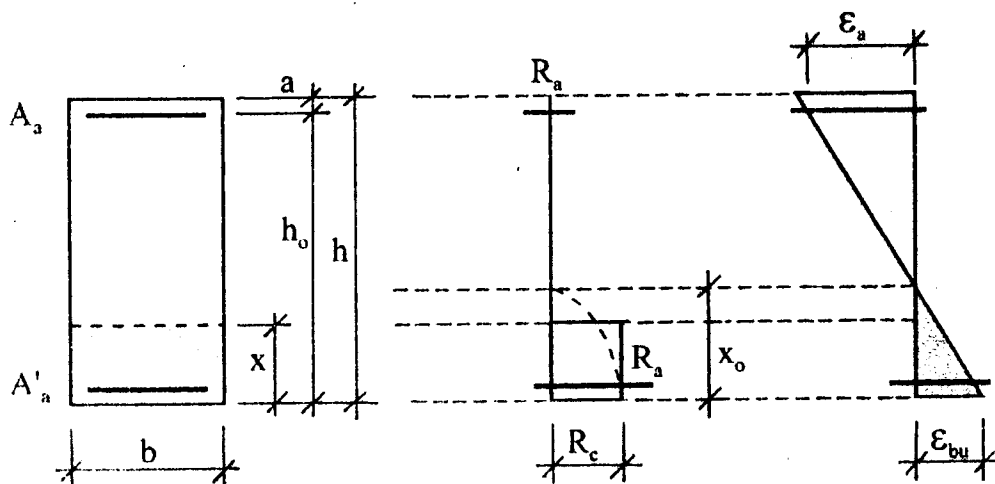


Fig. 1.37

$$p = \frac{A_a}{b h_0} \cdot 100\% \quad ; \quad p' = \frac{A'_a}{b h_0} \cdot 100\%$$

Restul notațiilor folosite sunt cele uzuale.

Înălțimea reală a zonei comprimate, corespunzătoare formei curbe a diagramei de eforturi unitare din betonul comprimat, este $x_0 \cong 1,25 x$.

Ecuatia de echilibru în proiecție pe orizontală este:

$$b x R_c + A'_a R_a - A_a R_a = 0$$

de unde:

$$x = \frac{(A_a - A'_a) R_a}{b R_c} \quad , \quad \text{iar} \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{A_a - A'_a}{b h_0} \cdot \frac{R_a}{R_c} \quad \text{sau:}$$

$$\xi = \frac{p - p'}{100} \cdot \frac{R_a}{R_c} \quad (1.25)$$

Condiția de ductilitate, în forma simplificată admisă în STAS 10107/0-90, este: $\xi \leq \xi_{lim} = 0,40$. Față de $\xi_b = 0,55 \dots 0,60$, reprezintă deci o limitare mai restrictivă.

Înlocuind în relația (1.25), se obține:

$$0,40 \geq \frac{p - p'}{100} \cdot \frac{R_a}{R_c} \quad , \quad \text{de unde:}$$

$$p \leq 40 \frac{R_c}{R_a} + p' \quad \text{sau} \quad p_{max} = 40 \frac{R_c}{R_a} + p' \quad (1.26)$$

În consecință, pentru a respecta condiția de ductilitate $\xi \leq \xi_{lim}$, se ajunge la o limitare superioară a procentului de armare din zona întinsă la valoarea dată de expresia (1.26). Rezultă că **pentru un element solicitat la încovoiere fără efort axial, verificarea de ductilitate sub forma simplificată $\xi \leq \xi_{lim}$ se reduce la controlul înscrierii procentului de armare p în limita superioară (1.26), în funcție și de p' .**

b) STÂLPUL SOLICITAT LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ

Cazul cel mai frecvent întâlnit la structurile în cadre etajate, în special la nivelul de la baza structurii, unde se admite localizarea de zone plastice potențiale la bazele stâlpilor, este cel al stâlpilor armați simetric.

Notațiile utilizate (fig.1.38) sunt cele uzuale. Efortul axial N adimensionalizat sub forma:

$$n = \frac{N}{b h R_c} \quad (1.27)$$

poartă și denumirea de *nivel de solicitare la compresiune*. Se precizează că prin N se înțelege aici efortul axial total, incluzând atât pe cel din încărcările gravitaționale, cât și efectul indirect al forțelor orizontale seismice ($N = N_g + \Delta N$).

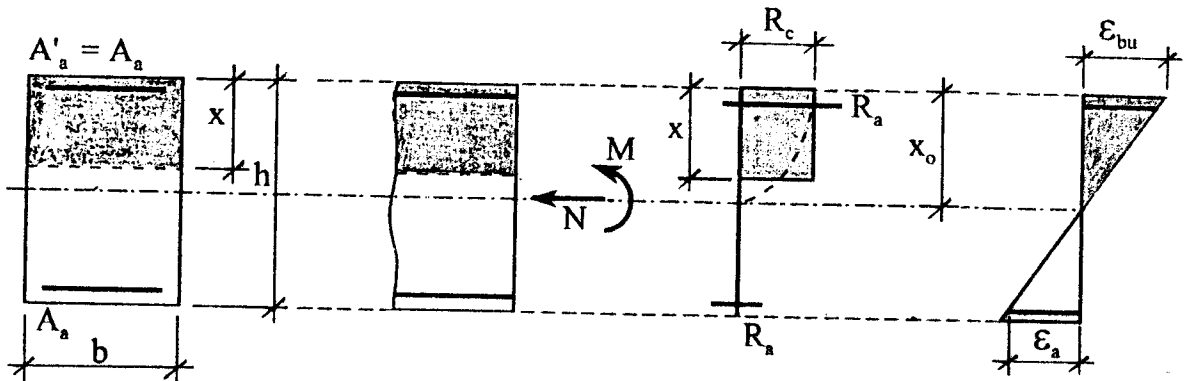


Fig. 1.38

Ecuția de echilibru în proiecție pe orizontală este:

$$b x R_c + A_a R_a - A'_a R_a = N$$

de unde, cu $A'_a = A_a$ (armare simetrică):

$$x = \frac{N}{b R_c} \quad (1.28)$$

Spre deosebire de cazul grinzilor solicitate la încovoiere, unde s-a notat $\xi = x / h_0$, la stâlpi se obișnuiește, pentru simplificare, să se raporteze înălțimea x a zonei comprimate la înălțimea totală h a secțiunii, notându-se $\xi = x / h$. Înlocuind pe x cu expresia (1.28), se obține:

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{N}{b h R_c} \quad (1.29)$$

Se observă că expresia rezultată pentru ξ coincide cu cea a coeficientului n din formula (1.27), astfel încât ceea ce am denumit mai înainte “nivel de solicitare la compresiune” capătă totodată și semnificația de înălțime relativă a zonei comprimate a secțiunii ($n = \xi$).

Condiția de ductilitate, după prevederile STAS 10107/0-90, este $\xi \leq \xi_{lim} = 0,40$, valoare care poate fi majorată până la 0,60 dacă se iau măsuri de confinare suplimentară, prin dimensionarea și dispunerea corespunzătoare a etrierilor. Obișnuit, se preferă scrierea sub forma:

$$n \leq n_{lim} = 0,40 \text{ (sau } 0,60 \text{)}$$

care scoate mai bine în evidență faptul că în cazul stâlpilor armați simetric *condiția de ductilitate se bazează numai pe limitarea nivelului de solicitare la compresiune n* , nefiind afectată și de procentul de armare.

Aceasta permite un control preliminar expeditiv al respectării condiției de ductilitate la structurile în cadre, prin verificarea valorilor eforturilor axiale de compresiune din stâlpi, încă înainte de efectuarea calculului structurii la forțe orizontale seismice. Într-un asemenea calcul preliminar însă, întrucât nu se cunosc încă valorile suplimentelor de efort axial ΔN din efectul indirect al forțelor orizontale, acestea necesită să fie apreciate în mod aproximativ, de regulă procentual față de N_g . Observația se referă practic numai la stâlpii marginali, având în vedere că la cei interiori efectul indirect este de obicei neglijabil (reacțiunile transmise unui stâlp de riglele din stânga și din dreapta lui sunt de semne contrarii și se echilibrează în cea mai mare parte).

La verificarea clădirilor existente antebelice, cu schelet de beton armat, s-au constatat frecvent nerespectări flagrante ale condiției de limitare superioară a nivelului de solicitare la compresiune a stâlpilor, obținându-se din calcul pentru coeficientul n valori mult superioare în raport cu n_{lim} , uneori chiar valori supraunitare, mergând și până la $n = 1,5$. Motivele sunt:

- clasele de beton inferioare folosite în perioada respectivă (echivalente cu cel mult Bc7,5 ... 10 din clasificarea actuală);
- execuția defectuoasă a betoanelor;
- subdimensionarea secțiunilor stâlpilor, pe considerente de aspect sau pur și simplu din ignoranță.

Aceasta reprezintă una din cele mai serioase probleme care se întâlnesc la expertizarea categoriei respective de clădiri și care conduce frecvent la necesitatea unor consolidări radicale.

Considerațiile de mai sus referitoare la stâlpii de cadru sunt valabile și pentru **montanții pereților structurali**. La aceștia nu totdeauna secțiunile de beton și armările sunt simetrice, dar ideea de bază că o verificare de ductilitate se poate face în mod simplificat prin controlul nivelului de solicitare la compresiune rămâne valabilă și este preluată ca atare în prescripțiile noastre actuale pentru proiectarea construcțiilor cu pereți structurali din beton armat (P.85-96) [25].

c) EXPRESIA GENERALĂ A COEFICIENTULUI DE DUCTILITATE SECTİONALĂ (DE CURBURĂ) μ_C

Cu notațiile din fig.1.39, expresia curburii într-o secțiune a unui element solicitat la încovoiere cu sau fără efort axial, este:

$$\frac{\varepsilon_b}{x_0} = \operatorname{tg} \theta = C$$

unde ε_b = deformația specifică a betonului în fibra extremă comprimată, într-un stadiu de solicitare oarecare ($\varepsilon_b < \varepsilon_u$); C = **curbura** deformatiei.

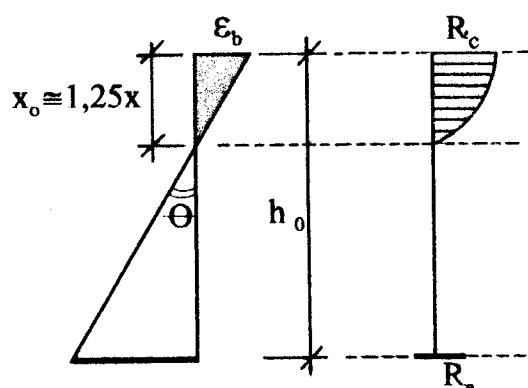


Fig. 1.39

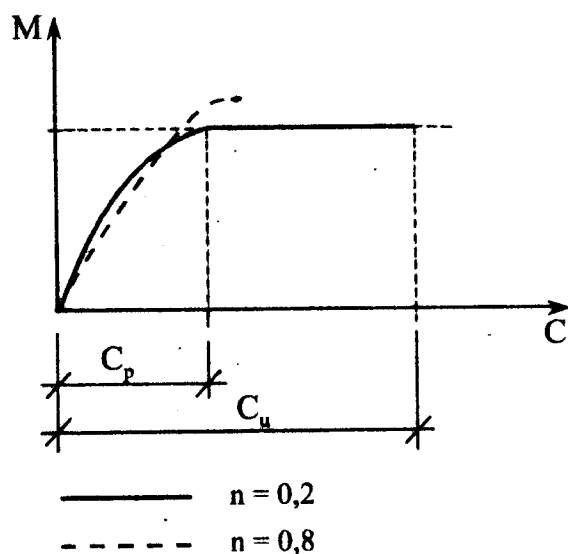


Fig. 1.40

În starea limită de rezistență (cedarea zonei comprimate), $\varepsilon_b = \varepsilon_u$ și **curbura ultimă** capătă expresia:

$$C_u = \frac{\varepsilon_{bu}}{x_0} \quad (1.30)$$

După cum secțiunea se găsește în domeniul de comportare ductilă sau neductilă, forma curbei care exprimă relația moment - curbura (fig.1.40) este cu sau fără palier post-elastic. În figură, cele două cazuri sunt reprezentate cu linie plină și cu linie punctată, pe două exemple caracteristice ($n = 0,8$ și $n = 0,2$). În cazul cu palier post-elastic, s-a notat cu C_p **curbura de plastificare**.

Coeficientul care exprimă ductilitatea secțională (de curbura) sub forma generală este:

$$\mu_C = \frac{C_u}{C_p} \quad (1.31)$$

1.5.4. Ductilitatea de element (de deplasare) la elementele de beton armat (μ_Δ)

Noțiunea de ductilitate de element (de deplasare) caracterizează elementul în totalitatea lui și intervine numai la elementele structurale care conțin și zone plastice potențiale, la un capăt sau la ambele capete. Semnificația acestei noțiuni poate fi urmărită

în fig.1.41 pe cazul simplu al unui perete structural plin, încastrat la bază și liber la capătul superior, deci lucrând ca o consolă verticală. Zona plastică potențială este situată la baza peretelui și are înălțimea l_p .

Forțele seismice orizontale care acționează asupra peretelui sunt considerate distribuite triunghiular, cu rezultanta S , iar acțiunea lor s-a admis a fi monoton crescătoare până la atingerea stării limită de rezistență la baza peretelui. În fig.1.41.b este arătată diagrama de momente, iar în fig.1.41.c și d deformată și diagrama curburilor. S-a admis în mod simplificat că fracțiunea post-elastică a curburii ($C - C_p$) este practic constantă pe înălțimea zonei plastice. Cu Δ s-a notat mărimea deplasării laterale în dreptul rezultantei S a forțelor orizontale. Curba $S - \Delta$ este reprezentată în fig.1.42.

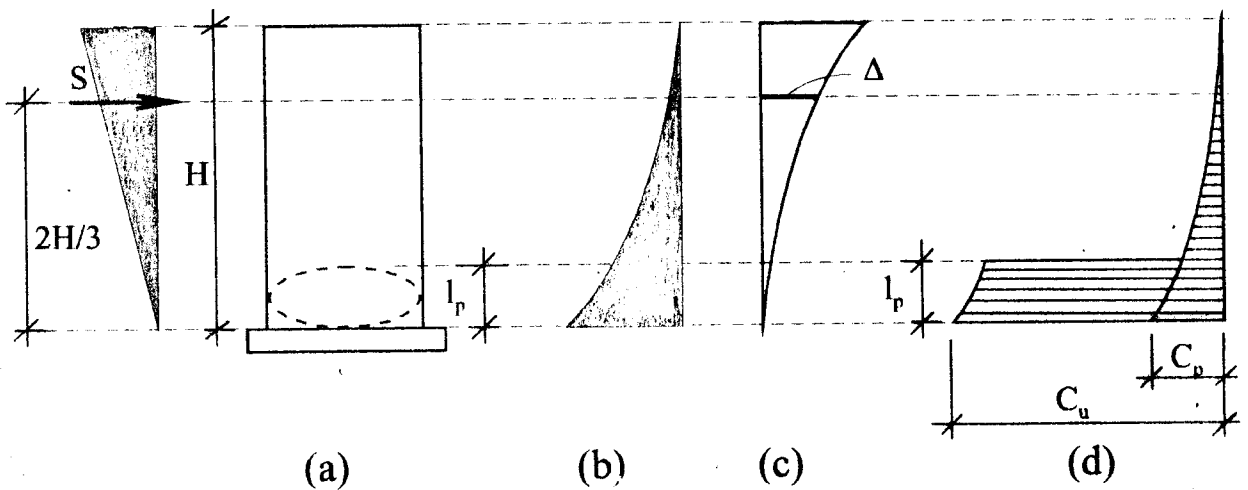


Fig. 1.41

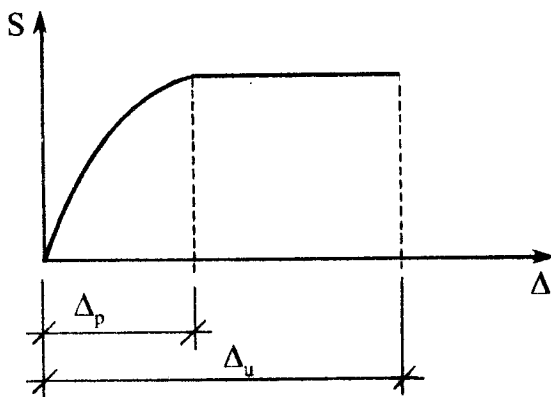


Fig. 1.42

Odată determinate mărimile deplasărilor la inițierea plastificării (Δ_p) și în stadiul ultim (Δ_u), coeficientul de ductilitate de element (de deplasare) μ_Δ este definit prin raportul:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} \quad (1.32)$$

Capacitatea de rotire a zonei plastice potențiale este o altă mărime care caracterizează ductilitatea de element și se determină prin integrarea (însurarea) fracțiunii plastice a curburilor ($C_u - C_p$) pe înălțimea l_p :

$$\theta_p = (C_u - C_p) l_p \quad (1.33)$$

deci exprimă aria porțiunii respective din diagrama curburilor.

Mărimea coeficientului μ_A și cea a capacității de rotire θ_p a zonei plastice potențiale dau informații suplimentare asupra caracteristicilor de ductilitate ale elementului structural. Pentru a putea fi însă utilizate în verificarea practică de ductilitate a unei structuri, este necesar să se cunoască și valorile limită inferioare cu care să fie comparate, adică cerințele de ductilitate corespunzătoare. Pentru acestea, dacă nu se efectuează un calcul dinamic aprofundat al ansamblului structurii, nu se pot da decât indicații cu caracter apreciativ. În literatură se dă de exemplu o condiție de forma $\mu_A \geq 4 \dots 5$.

Din μ_A se poate deduce μ_C și din acesta valoarea maximă admisă pentru înălțimea relativă ξ a zonei comprimate a secțiunii în zona plastică potențială a elementului considerat.

1.5.5. Caracteristici ale comportării post-elastice la șpaleții de zidărie

Zidăria de cărămidă, neconsolidată cu elemente de beton armat, așa cum se întâlnește la marea majoritate a clădirilor existente vechi, este un material cu comportare neductilă, în raport cu accepțiunea obișnuită a noțiunii de ductilitate. Un domeniu de comportare post-elastică înainte de cedare există, însă acesta nu provine dintr-o ductilitate secțională propriu-zisă, ci din fenomenul descris mai înainte la paragr.1.3.8.b și ilustrat în fig.1.25 și 1.26. Între stadiul numit “de fisurare”, care limitează comportarea elastic-liniară a secțiunii și stadiul ultim, prin ieșirea punctului de aplicație al rezultantei N a forțelor verticale din sâmburele central al secțiunii, aria activă a acesteia scade treptat pe măsură ce solicitarea se apropie de stadiul ultim și în consecință scade progresiv și rigiditatea elementului. Deci, între M_f și M_u se creează un interval de comportare neliniară (fig.1.26) care, așa cum s-a arătat la paragr.1.3.8.g, poate constitui un criteriu pentru cuantificarea coeficientului ψ din expresia forței orizontale seismice de calcul.

Problema modului de disipare a energiei induse de cutremur în cazul structurilor cu pereți portanți de zidărie nu poate fi însă considerată complet elucidată numai pe baza acestor elemente. Un aspect binecunoscut tuturor specialiștilor care s-au preocupat de expertizarea clădirilor existente cu ziduri portante de cărămidă este neconcordanța frecvent întâlnită între rezultatele verificărilor de rezistență, care au condus la valori foarte joase ale gradului nominal de asigurare ($R = 0,10 \dots 0,20$) și comportarea reală nu atât de dezavantajoasă constatată la clădirile respective la numeroasele cutremure majore cu care s-au confruntat până în prezent. S-au dat în acest sens explicații, dar care nu sunt încă în

stadiul de a putea constitui o teorie coerentă și convingătoare, cu atât mai mult când este vorba de un efect cumulativ al mai multor cutremure succesive.

1.6. Verificarea globală a structurilor printr-un calcul dinamic neliniar

La proiectarea construcțiilor noi cu structură din beton armat, un procedeu de verificare prin calcul care poate fi considerat a fi cel mai avansat la nivelul cunoștințelor noastre actuale în domeniul ingineriei seismice este metoda de calcul dinamic neliniar, care are un caracter global pentru că furnizează datele necesare pentru toate cele 3 tipuri de verificări: de rezistență, de rigiditate și de ductilitate.

1.6.1. Date de intrare

a) În ceea ce privește caracteristicile structurii, în afară de geometria generală și de secțiunile de beton ale elementelor componente, este necesar să se cunoască momentele de plastificare la extremitățile riglelor și elementelor verticale (stâlpi sau pereți structurali). În acest scop trebuie să fie cunoscute:

- secțiunile de armătură;
- rezistențele de calcul ale betonului și ale armăturilor;
- pentru elementele verticale: mărimile eforturilor axiale.

Secțiunile de armătură se predimensionează de regulă pe baza unui calcul al structurii în domeniul elastic. Dacă la sfârșitul calculului dinamic neliniar rezultă necesare modificări importante ale armărilor față de cele adoptate inițial, întregul calcul trebuie să fie reluat cu noile armări. În mod special, la riglele de cuplare ale pereților structurali cu goluri, armările care se stabilesc inițial trebuie să țină seama și de limitările superioare dictate de forțele tăietoare capabile, în modul cunoscut.

Pentru rezistențele de calcul se introduc **valorile medii** date în STAS 10107/0-90, care sunt superioare valorilor de calcul obișnuite (pentru beton: $\bar{R}_c = 1,75 R_c$ și pentru armături: $\bar{R}_a = 1,35 R_a$), pentru a ține seama că pe ansamblul unei structuri ar fi exagerat din punct de vedere probabilistic să se considere că în toate secțiunile rezistențele materialelor sunt cele minime de calcul (R_c , R_a) admise la verificarea fiecărei secțiuni în parte la încărcările obișnuite.

Pentru beton și armături este de asemenea necesară și introducerea în calcul a unei modelări pentru curbele caracteristice $\sigma - \epsilon$, cu precizarea valorilor deformațiilor specifice ultime.

În ceea ce privește mărimile eforturilor axiale în elementele verticale, care intervin în calculul momentelor de plastificare la compresiune excentrică, se introduc valorile din încărcările gravitaționale, la care se adaugă cele din efectul indirect al forțelor orizontale, calculat în ipoteza că la toate capetele de rigle au apărut articulații (zone) plastice și deci momentele sunt cele de plastificare.

b) Din punctul de vedere al încărcărilor produse de acțiunea seismică, metoda de calcul dinamic neliniar diferă substanțial de calculul obișnuit, prin aceea că ***nu se pornește de la un sistem de forțe orizontale date, ci de la o accelerogramă dată***, construită prin prelucrarea unei seismograme înregistrate la un anumit cutremur și apoi se consideră structura acționată la bază de o mișcare simulând accelerograma respectivă. De regulă se cere să se facă verificarea la cel puțin două tipuri caracteristice de accelerograme (în România se folosesc cele de la cutremurele din București, 1977 și El Centro, 1940).

În acest mod se ține seama implicit și de influența duratei cutremurelor, factor care în procedeele de calcul simplificate bazate pe forțele orizontale de cod, nu intervine decât cel mult indirect, prin modul cum au fost stabilite valorile forțelor de cod.

Pentru cutremure de alte intensități decât cele menționate, în lipsa unor date specifice, aceleași accelerograme pot fi folosite cu o calibrare corespunzătoare a scării accelerațiilor.

1.6.2. Modul de calcul

Se folosește un program de calcul automat, în care timpul pe durata cutremurului și imediat după cutremur (când construcția continuă să oscileze) este împărțit în segmente foarte scurte, de ordinul a 0,1 ... 0,2 sec.

Corespunzător fiecărui segment astfel definit, programul de calcul livrează toate date necesare pentru tragerea unor concluzii asupra comportării structurii la momentul respectiv și anume:

- valorile eforturilor secționale în toate secțiunile de calcul;
- valorile deplasărilor laterale totale (inclusiv componenta post-elastică) la noduri;
- apariția de zone plastice;
- atingerea stării ultime în secțiunile în care se ajunge la deformația specifică ultimă la compresiune în beton (ϵ_{bu}).

În ceea ce privește zonele plastice, este de precizat că pe parcursul duratei urmărite de calculator ele pot apărea și apoi dispărea în secțiunile respective, apărând în alte secțiuni, în funcție de fluctuația stării de solicitare.

Calculul oferă deci o imagine a istoriei comportării structurii pe durata care interesează, motiv pentru care metoda este denumită și *time history method*.

Stadiul care se declară ca stare limită ultimă a structurii în ansamblul ei și la care calculul se oprește se definește în mod obișnuit prin momentul când în primul element vertical component al structurii se ajunge la cedare în zona comprimată a secțiunii (se atinge ϵ_{bu}). La acest stadiu, capacitatea de rezistență a structurii la forțe orizontale seismice se măsoară prin compararea energiei capabile cu cea indusă de cutremur.

1.6.3. Rezultatele calculului

După cum se vede din cele arătate mai sus, analizarea listing-ului cu rezultatele calculului permite evidențierea următoarele elemente:

- pozițiile și ordinea de apariție a zonelor plastice, care se compară cu cele avute în vedere la dimensionarea structurii pe baza recomandărilor prescripțiilor de proiectare;
- capacitatea de rezistență la forțe orizontale seismice, pentru un cutremur de tipul considerat;
- mărimile deplasărilor relative de nivel și alura variației lor pe înălțimea structurii.

1.6.4. Aplicarea metodei la verificarea clădirilor existente

În cadrul paragr.1.5.1 s-a atras atenția asupra necesității unei corelări logice între nivelul de certitudine al informațiilor care se dețin asupra construcției examinate și gradul de rafinare a calculului. În situațiile când datele disponibile asupra alcătuirii structurii și armării elementelor structurale sunt incerte, un calcul avansat cum este cel dinamic neliniar poate fi iluzoriu.

De asemenea, dacă alcătuirea de ansamblu a structurii este dezordonată, așa cum se întâmplă adeseori la clădirile cu schelet de beton armat realizate în perioada interbelică, o modelare corectă pentru înscrierea în programele de calcul dinamic neliniar existente este dificilă și nesigură.

De aceea, față de construcțiile noi, la a căror proiectare metoda de calcul dinamic neliniar constituie un mijloc de verificare de utilitate incontestabilă pentru îmbunătățirea nivelului de cunoaștere a modului de lucru al unei structuri la solicitări seismice, în cazul verificării construcțiilor existente folosirea acestei metode, pentru a deveni realmente utilă, este limitată de multe condiționări.

CAPITOLUL 2

CLASIFICAREA ȘI CARACTERIZAREA CLĂDIRILOR DIN ROMÂNIA DUPĂ PERIOADA ÎN CARE AU FOST REALIZATE

2.1. Elemente introductive

2.1.1. Unul din principalii parametri ce trebuie identificați la examinarea unei construcții existente, în vederea determinării nivelului ei de asigurare antiseismică și a măsurilor necesare pentru menținerea sau majorarea acestui nivel este stabilirea perioadei în care a fost realizată, care este hotărâtoare pentru a cunoaște:

- materialele folosite la elementele structurale, inclusiv la fundații;
- sistemele constructive utilizate în perioada respectivă în România;
- stadiul preocupărilor pentru asigurarea prin proiectare a construcțiilor la acțiunea încărcărilor gravitaționale și a solicitărilor seismice, în contextul stadiului cunoștințelor din perioada respectivă în domeniul ingineriei seismice;
- stadiul prescripțiilor tehnice și în mod special al celor referitoare la proiectarea antiseismică, atât pentru structurile principale de rezistență ale clădirilor (concepția de ansamblu, verificarea prin calcul, alcătuirea de detaliu a elementelor structurale și a legăturilor dintre ele), cât și a elementelor nestructurale, cum sunt pereții neportanți de închidere și despărțitori.

Important este în special ca printr-o investigare de acest fel să se scoată în evidență punctele nevralgice potențiale ale unei construcții, de regulă caracteristice epocii în care a fost realizată, pentru ca atât la expertizarea tehnică a clădirii, cât și la proiectarea măsurilor de intervenție (consolidări și reparații) să se concentreze atenția în mod deosebit asupra acestor puncte.

De aceea, s-a considerat necesar ca în cele ce urmează să se înceapă printr-o caracterizare a clădirilor obișnuite din România după perioada în care au fost realizate, sub toate aspectele arătate mai sus, pornind de la constatările rezultate din numeroase expertize tehnice efectuate în ultimii ani, începând de la cutremurul din 4 aprilie 1977 și în special în perioada din 1990 încoace, când legislația și fondurile alocate de stat au fost de natură a genera o acțiune de expertizare mai amplă și mai organizată. Desigur, aspectele mai semnificative sunt cele care s-au constatat în mod sistematic la majoritatea clădirilor din aceeași categorie și perioadă de realizare, dar de la caz la caz în mod inevitabil au apărut și situații specifice sau cu caracter de excepție. În consecință, caracterizările de mai jos

trebuie considerate ca având numai un caracter indicativ, de primă orientare, însă chiar în aceste condiții pot de multe ori ușura și limita în mod substanțial munca de investigare a expertului tehnic.

2.1.2. Ca bază pentru delimitarea perioadelor de realizare a construcțiilor s-au luat în special **clădirile din București**, în primul rând pentru că de la acestea s-au deținut cele mai multe informații. De asemenea, orașul București și zona care îl înconjoară prezintă o relevanță majoră și prin volumul mare și concentrat de clădiri și mai ales de clădiri înalte care s-au confruntat cu cutremurele puternice mai recente. Un alt aspect specific orașului București și care îl situează ca semnificativ pentru investigațiile din acest domeniu este și faptul că în prescripțiile de proiectare apărute după cutremurul din 1977 a intervenit pentru acest oraș o majorare a valorilor forțelor orizontale seismice de calcul mai pronunțată decât pentru majoritatea localităților importante din România și anume după noua hartă de macrorăionare seismică a teritoriului țării, bazată în mod mai realist pe înregistrările din 1977, intensitatea seismică de calcul în București a fost majorată cu un grad întreg, adică de la gradul 7 la gradul 8 (după scara Mercalli). Aceasta s-a adăugat la creșterea generală a valorilor coeficientului de amplificare dinamică β , pentru tot teritoriul țării, prin adoptarea unor curbe spectrale mult modificate în sens defavorabil față de cele din prescripțiile anterioare cutremurului din 1977.

Observațiile și concluziile din cele ce urmează sunt însă în mare măsură aplicabile și pentru restul zonelor cu seismicitate ridicată din România.

2.1.3. Pentru delimitarea perioadelor în care au fost realizate clădirile, s-a considerat ca punct de pornire sfârșitul secolului trecut, mai precis ultimul deceniu al acestuia, întrucât construcții mai vechi decât 1890 sunt foarte rare în București și reprezintă oricum unicate, de regulă monumente istorice sau de arhitectură, care nu se încadrează într-o analiză cu caracter general.

Perioadele de la 1890 încoace au fost împărțite după cum urmează:

- **Perioada de început de secol (1890 - 1920)**, caracterizată în principal prin aceea că se situează înainte de introducerea curentă a betonului și a betonului armat ca materiale pentru elementele structurale și pentru fundații.

- **Perioada interbelică (1920 - 1940)**, anterioară cutremurului puternic din 10 noiembrie 1940 și în care betonul și betonul armat au fost introduse treptat pe scară din ce în ce mai largă la structurile de rezistență și la fundațiile clădirilor, dar în care ca și în

perioada precedentă încă nu au fost luate practic în considerare decât cu totul întâmplător și în mod rudimentar cerințele de protecție antiseismică a clădirilor.

- **Perioada postbelică până la cutremurul din 1977**, care poate fi considerată că a început practic odată cu declanșarea în anii 1950 - 1955 a campaniei ample de construcții de locuințe și de ansambluri industriale (hiatus-ul dintre 1940 - 1950 corespunde unei perioade când s-a construit foarte puțin în România, imediat după cel de-al doilea război mondial). O caracteristică a perioadei 1950 - 1977 a fost începutul luării în considerare în mod organizat și din ce în ce mai coerent a cerințelor de proiectare antiseismică și, odată cu aceasta, înjghebarea treptată și în cele din urmă oficializarea primelor prescripții de proiectare antiseismică de tip mai modern.

- **Perioada postbelică dintre 1977 - 1990**, caracterizată prin trecerea pentru construcțiile noi la prevederi de proiectare antiseismică substanțial îmbunătățite, cu măsuri semnificativ sporite față de perioada anterioară, bazate pe dezvoltarea impetuoasă a cunoștințelor teoretice și practice de inginerie seismică - dar în același timp ignorarea deliberată în continuare a situației clădirilor existente, generată de politica lipsită de răspundere promovată în această problemă de conducerea de stat totalitară din acea vreme.

- **Perioada actuală (după 1990)**, în care a început să se dea o atenție crescândă și problemelor puse de asigurarea unui nivel corespunzător de protecție antiseismică pentru clădirile existente, ceea ce s-a reflectat și în noua ediție din 1991/92 a prescripțiilor de proiectare antiseismică a construcțiilor civile și industriale, în care au apărut pentru prima dată și capitole special rezervate expertizării clădirilor existente sub aspectul siguranței la acțiunea cutremurelor și proiectării măsurilor de intervenție la construcțiile avariate de cutremure. Aceste capitole au fost recent revizuite și mult îmbunătățite (1996).

Totodată perioada de după 1990 a corespuns și pe plan politic unei tranziții treptate spre o economie de piață, care a condus la o diversificare și modernizare radicală a cerințelor beneficiarilor și arhitecților privitoare la sistemele constructive ale clădirilor.

2.2. Perioada 1890 - 1920

2.2.1. Principalii factori care au influențat concepția și alcătuirea constructivă a clădirilor realizate în această perioadă sunt următorii:

- Numărul de niveluri supraterane al clădirilor etajate nu depășea decât rareori parter + 2-3 etaje.

- Betonul și betonul armat nu fuseseră încă introduse la noi - cu rare excepții - ca materiale pentru structurile de rezistență și fundațiile clădirilor.
- Cunoașterea noțiunilor de calcul de rezistență era foarte precară, iar majoritatea clădirilor erau construite după reguli empirice, în special în ceea ce privește alcătuirea și dispunerea elementelor portante verticale.

Este interesant de relevat sub acest aspect discrepanța între nivelul elevat de abordare din punct de vedere structural al unor construcții importante de stat, cum au fost podurile și silozurile mari de cereale, legate în principal de numele marelui nostru înaintaș ing. Anghel Saligny și caracterul rudimentar și empiric al modului de realizare a clădirilor obișnuite, atât a locuințelor cât și a unor clădiri publice (școli, spitale, judecătoria și tribunale).

2.2.2. Planșeele au fost de regulă realizate din lemn, cu grinzi dese (la 50 - 80 cm distanță), ca în fig.2.1.a și cu tavan suspendat din tencuială pe șipci și trestie. La planșeele peste subsol s-a utilizat în mod aproape general soluția din fig.2.1.b, cu grinzi metalice dese și cu bolțișoare de zidărie aparente (fără tavan suspendat).

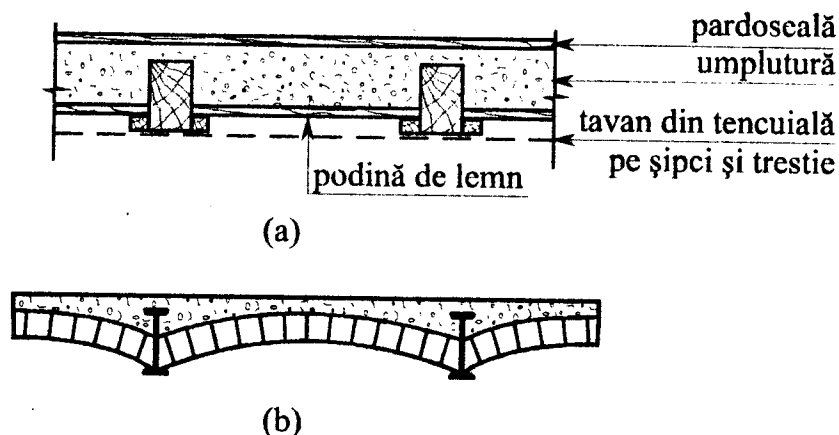


Fig. 2.1

O primă caracteristică a ambelor sisteme o reprezintă faptul că ele **nu formează șabla rigide**, care să asigure conlucrarea spațială între zidurile portante la acțiunea forțelor orizontale, astfel încât fiecare din acestea lucrează practic independent și eventualele curențe de capacitate portantă ale unor pereți, în special a celor cu goluri mari sau dese de uși sau ferestre nu pot fi suplinite printr-o redistribuție spațială a forțelor orizontale către alți pereți cu capacități portante mai mari.

De asemenea, în ambele sisteme (grinzi de lemn sau grinzi metalice), elementele portante orizontale care transmit încărcările gravitaționale la pereții portanți sunt elemente liniare, deci ele **transmit încărcările unidirecțional** (fig.2.2). În consecință, marea

majoritatea a încărcărilor gravitaționale sunt preluate de pereții portanți de pe una din direcții, în timp ce pereții de pe cealaltă direcție, paraleli cu grinzile planșeelor, preiau de la acestea încărcări foarte reduse și deci nu sunt dotate cu lestarea necesară pentru a prelua în bune condiții încărcările orizontale seismice acționând după direcția lor. De aceea, în multe cazuri avariile cele mai frecvente și mai grave sub acțiunea forțelor seismice au apărut la acești pereți de rigidizare.

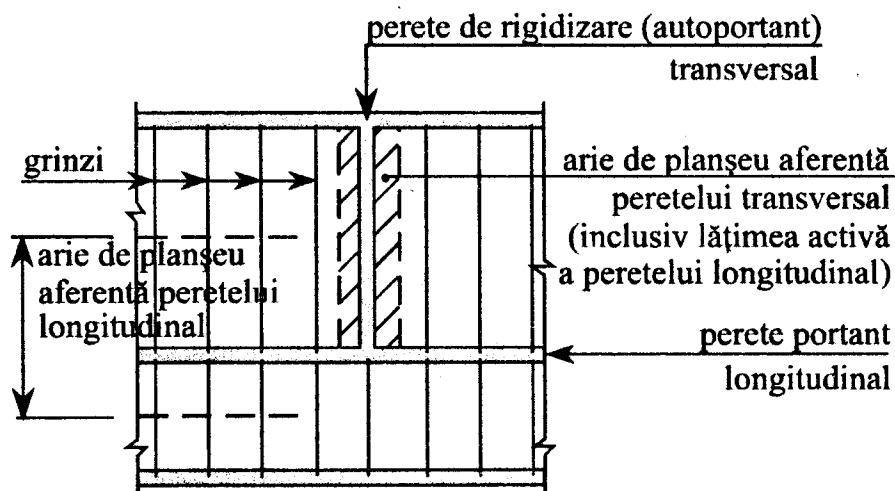


Fig. 2.2

Întrucât în perioada respectivă construcțiile nu dispuneau încă de centuri de beton armat pe liniile pereților portanți, grinzile de planșeu erau de regulă simplu rezemate pe aceștia, fără legături de ancorare între planșee și pereți. Aceasta a avut drept consecință faptul că sub acțiunea cutremurelor și în special a celor succesive din 1977, 1986 și 1990, capetele grinzilor s-au mișcat pe pereții portanți dând planșeelor o flexibilitate sporită chiar la acțiunea încărcărilor verticale, cât și la cea a circulației de vehicule grele pe străzile învecinate și prin aceasta creând o senzație de insecuritate locatarilor. Fenomenul s-a observat în mod deosebit la clădirile publice cu circulație intensă pe planșee și cu deschideri mai mari ale acestora, cum sunt clădirile judecătoriilor, tribunalelor și școlilor. Au fost cazuri în care înlocuirea planșeelor de lemn sau cu grinzile metalice prin plăci de beton armat s-a dovedit necesară în primul rând pe acest considerent. La expertizarea unor clădiri din această categorie s-a constatat totodată și faptul că în mod frecvent grinzile de lemn ale planșeelor erau subdimensionate sub aspectul rigidității, ceea ce s-a adăugat ca o cauză suplimentară la cele arătate mai sus.

Carențe deosebite din punctul de vedere al ancorării reciproce între pereții portanți sau autoportanți și planșee au apărut la pereții de capăt (fronton) în cazurile când planșeele au avut deschideri mai mari și în consecință, pereții respectivi nu au avut practic pe toată

lungimea lor legături de ancorare cu planșeele. Aceasta a favorizat tendințe de desprindere ca în fig.2.3.

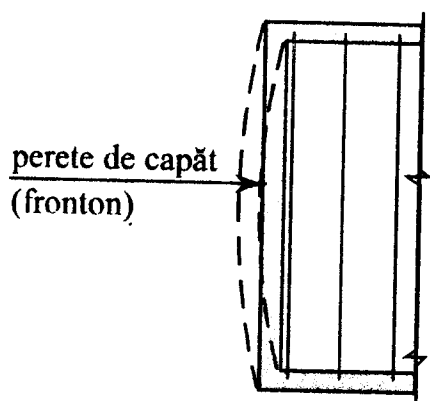


Fig. 2.3

Tendințe similare de desprindere au apărut și la pereții principali portanți longitudinali, în situațiile când distanțele între pereții transversali de rigidizare erau prea mari (peste 8-10 m), în raport cu grosimile pereților respectivi.

La clădirile mai vechi, un obiect al investigării trebuie să îl constituie și controlul, cel puțin prin sondaje, al stării capetelor grinzilor de lemn ale planșeelelor, care pot prezenta fenomene de putrezire, în special la planșeele de pod, care sunt expuse în mai mare măsură umidității.

2.2.3. Pereții portanți de zidărie.

În perioada respectivă desigur că la stabilirea dispoziției în plan a pereților portanți și a celor de rigidizare, nu putea fi încă vorba de cunoașterea și aplicarea unor reguli în ceea ce privește o coordonare între distribuția în plan a maselor și cea a rigidităților elementelor portante verticale. De aceea, s-au întâlnit frecvent cazuri în care apar disimetrii importante din acest punct de vedere. Cât timp planșeele nu asigură o conlucrare spațială a structurii, aceste disimetrii nu cauzează efecte semnificative de torsiune generală sub acțiunea forțelor orizontale seismice. Dar dacă prin proiectul de consolidare a clădirii se prevede înlocuirea planșeelelor de lemn sau cu grinzi metalice prin planșee de beton armat, problema poate căpăta importanță și trebuie luată în considerare la verificarea prin calcul a ansamblului pereților portanți în situația de după consolidare și la luarea de măsuri de corectare dacă apare necesar.

Rolul pereților de rigidizare, dispuși perpendicular pe cei portanți principali, la preluarea forțelor orizontale seismice acționând după direcția respectivă, nu era luat în considerare, acești pereți fiind prevăzuți de multe ori prea rari sau realizați din zidărie de grosime prea mică (1/2 cărămidă). Defecțiunile generate de această carență au fost arătate la paragraful 2.2.2.

Pe parcursul exploatării clădirii, în pereții portanți s-au practicat deseori în mod necontrolat goluri de dimensiuni mari, pentru uși sau nișe, care au fost de natură să slăbească în mod semnificativ unii șpaleți de zidărie.

De asemenea, tot în mod necontrolat s-au executat uneori în timp supraetajări, care au dus la suprasolicitarea la compresiune a unor pereți portanți și totodată la majorarea corespunzătoare a solicitărilor din acțiuni seismice. Este de menționat în acest sens exemplul clădirii Băncii Ion Țiriac din str. Doamnei, la care peste cele 3 niveluri inițiale s-au adăugat ulterior încă 2 niveluri, ajungându-se ca numai din încărcările gravitaționale, eforturile unitare de compresiune în pereții portanți principali să atingă valori de $10-15 \text{ daN/cm}^2$. Construcția a suferit avarii importante la cutremurul din 1977.

O atenție specială trebuie acordată și extinderilor în plan a clădirilor prin adăugarea de corpuri suplimentare, cu structuri de multe ori diferite de cele ale construcției inițiale și neseperate prin rosturi de aceasta. Adaosurile respective s-au executat în mod frecvent fără asigurarea unor țeseri între zidăriile noi și cele vechi, ceea ce s-a marcat prin desprinderi sau fisuri verticale sub acțiunea cutremurelor. De altfel, lipsa unor țeseri ale zidurilor la intersecțiile lor s-a remarcat în multe cazuri chiar în interiorul corpurilor executate în aceeași etapă.

În cazurile când clădirile au fost realizate improvizat, fără proiecte controlate în mod corespunzător, s-au detectat la expertizarea lor și situații foarte grave cum ar fi necorespondența pe verticală a poziției unor pereți portanți sau de rigidizare. Situații de acest fel au ieșit la iveală în mod deosebit în cazul supraetajărilor.

2.2.4. Buiandrugii peste golurile de uși și ferestre au fost realizați de regulă din bolți de cărămidă, grinzi metalice sau grinzi din lemn. Sub acțiunea încărcărilor verticale,

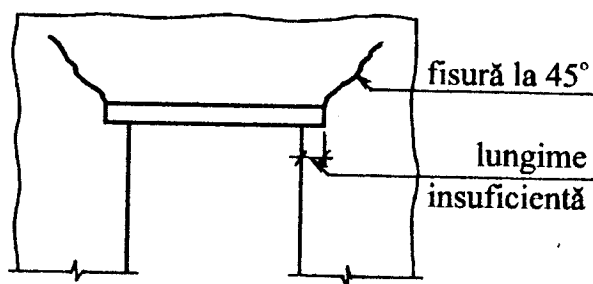


Fig. 2.4

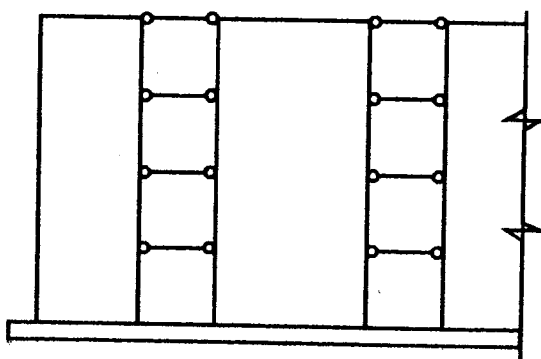


Fig. 2.5

buiandrugii astfel realizați și-au putut îndeplini în bune condiții funcția, dar la acțiunea forțelor orizontale seismice nu au putut funcționa de regulă și ca rigle de cuplare între spaleții de zidărie portantă, ca elemente componente ale unui perete structural cu goluri. De regulă, carența principală din acest punct de vedere a constat în lipsa unei lungimi suficiente de ancoraj a buiandrugilor respectivi în șpaleții verticali de zidărie (fig.2.4), care să permită transmiterea unor momente de încastrare.

Sub acțiunea forțelor orizontale seismice, la capetele buiandrugilor au apărut în consecință în mod frecvent fisuri (verticale sau la 45^0), ca în figură.

De aceea, la verificarea prin calcul a pereților portanți din zidărie cu șiruri de goluri suprapuse, în cazurile curente când înălțimile plinurilor orizontale de pe liniile golurilor sunt mici, acțiunea lor ca rigle de cuplare se neglijează, considerând șpaletii de zidărie ca niște console verticale pe toată înălțimea clădirii, conectate între ele la nivelul planșeelor prin legături pendulare, ca în fig.2.5.

2.2.5. Elemente de zidărie pe înălțimea podului. La clădirile cu pod practicabil și cu acoperiș cu pantă mare, cum sunt cele cu învelitoare din țiglă, dacă acoperișul este în două ape, apar la capete pe înălțimea podului frontoane, de obicei închise cu zidărie și ajungând la înălțimi de câțiva metri (fig.2.6). Când frontoanele respective nu sunt consolidate sau ancorate în mod corespunzător, ele reprezintă elemente care sub acțiunea forțelor orizontale seismice se pot ușor răsturna. Proiectele de consolidare trebuie să cuprindă totdeauna și măsurile de asigurare a elementelor verticale în consolă de acest fel, cum sunt și aticele înalte de pe liniile pereților de fațadă și coșurile de fum, a căror răsturnare a cauzat de multe ori accidente grave. În ceea ce privește coșurile de fum, dacă la data expertizării clădirii în cauză sistemul de încălzire inițial cu sobe a fost între timp schimbat, deci coșurile nu mai funcționează, este preferabil ca ele să fie propuse spre demolare.

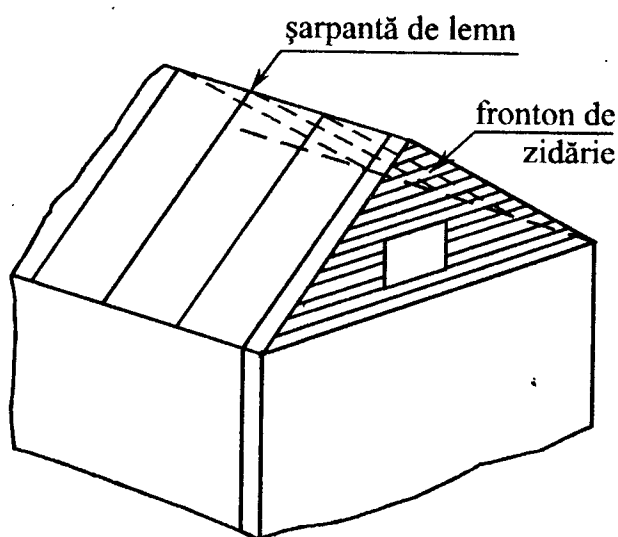


Fig. 2.6

2.2.6. Fundațiile

Dacă pentru suprastructură, în perioada dinaintea introducerii betonului și betonului armat, au existat soluții, cu utilizarea zidăriei, lemnului și elementelor metalice, pentru fundațiile de mică adâncime nu s-a dispus practic de nici un material satisfăcător, economic și în același timp durabil în condițiile contactului permanent cu umiditatea din sol.

La clădirile cu pereți portanți din zidărie suficient de groși (de la 2 cărămizi în sus), cu puține niveluri și situate pe terenuri cu condiții normale de fundare, sistemul de fundare cu cea mai frecventă utilizare a constat în simpla continuare a pereților portanți până la cota de fundare, fie cu aceeași grosime ca și în partea supraterană, fie cu o evazare prin îngroșarea zidăriei în partea subterană. De cele mai multe ori zidăria de fundație a fost realizată tot din cărămidă, deci dintr-un material sensibil la acțiunea corozivă a umidității solului. Zidăria de piatră, mai adecvată din acest punct de vedere, a fost mai rar utilizată.

La aceasta se adaugă și faptul că în perioada dinainte de 1920, la care ne referim, nu se dispunea încă decât de cunoștințe cu totul rudimentare în problemele de geotehnică (acest termen de fapt încă nici nu exista), astfel că suprafețele în plan ale fundațiilor erau stabilite mai mult pe considerente constructive.

De aceea, la expertizarea clădirilor, examinarea dimensiunilor și stării fundațiilor prin sondaje în șanț deschis executate în vecinătatea pereților portanți este indispensabilă, fundațiile putând reprezenta puncte nevralgice ale construcției.

2.3. Perioada 1920 - 1940

2.3.1. Mutația principală care a intervenit în această perioadă în alcătuirea de ansamblu și de detaliu a clădirilor, în raport cu perioada precedentă, a constituit-o **introducerea pe scară din ce în ce mai largă a betonului ca material de construcție**, sub forma betonului armat la structurile de rezistență, respectiv a betonului simplu sau armat la fundații. Aceasta a reprezentat un salt calitativ decisiv în dezvoltarea sistemelor constructive, pe de o parte prin faptul că a permis eliminarea multora din neajunsurile soluțiilor constructive din perioada precedentă, arătată la pct.2.2 și pe de altă parte a permis **trecerea la clădiri cu înălțimi mai mari** (în mod curent până la 10 etaje).

Perioada 1920 - 1940 (interbelică) a corespuns și unei dezvoltări economice și urbanistice deosebite a orașelor mari din România și în primul rând a Capitalei, reprezentând un interval în care s-au realizat un număr mare de blocuri de locuințe și unele

din cele mai reprezentative clădiri publice din București și astfel s-au conturat în măsură determinantă siluetele marilor artere moderne din centrul orașului.

2.3.2. În contrast cu aceste elemente de progres, în perioada respectivă a persistat în continuare *lipsa - cu rare excepții - a oricăror preocupări a proiectanților pentru luarea în considerare a cerințelor de bună comportare a clădirilor la acțiuni seismice*, cu toate că încă din 1906 se produsese în România primul seism puternic din secolul XX. Nu au existat nici un fel de prescripții oficiale în acest sens și nici în literatura tehnică a vremii nu se găsesc referiri la preocupări privind cunoașterea caracteristicilor tehnice ale acțiunilor seismice asupra construcțiilor și la mijloacele necesare pentru protecția împotriva lor. De altfel, această ignorare a problemelor de proiectare antiseismică nu a fost în vremea respectivă specifică numai României, ci a constituit în egală măsură o carență și pentru celelalte țări de pe glob cu teritorii afectate de cutremure.

2.3.3. *Sistemele constructive utilizate în mod curent* s-au defalcat în două categorii distincte și anume:

- pentru clădirile cu puține niveluri, s-au menținut în continuare soluțiile cu pereți portanți din zidărie de cărămidă folosite și în perioada precedentă, față de care s-a beneficiat în plus numai de avantajele oferite de introducerea betonului armat, atât la planșee, cât și la alte elemente din componența structurilor de rezistență (centuri, buiandrugi, stâlpi locali, etc.) și totodată de utilizarea betonului simplu sau armat ca material de bază pentru fundații;
- pentru clădirile cu multe niveluri, s-au introdus și s-au generalizat sistemele constructive cu structuri din beton armat monolit, cu grinzi și stâlpi.

Este de precizat că și pentru unele tipuri de clădiri cu puține niveluri au fost de la caz la caz adoptate tot structuri din beton armat cu grinzi și stâlpi în locul celor cu pereți portanți de zidărie, în măsura în care cerințele de libertate a spațiilor și de flexibilitate funcțională au impus-o, cum ar fi la: blocurile de locuințe cu magazine mari la parter, clădirile de magazine etajate, construcțiile de birouri, etc.

În cele ce urmează se analizează separat caracteristicile celor două categorii de clădiri și de sisteme constructive definite mai sus, arătându-se elementele specifice ale alcătuirii și performanțelor lor din epoca respectivă.

2.3.4. Structurile cu pereți portanți din zidărie pentru clădiri cu puține niveluri (de regulă până la 2 - 3 etaje).

Introducerea betonului armat monolit ca soluție curentă pentru planșee a adus îmbunătățiri semnificative la performanțele de comportare a construcțiilor cu pereți portanți, între care principalele sunt următoarele:

- planșeele, lucrând ca șaibe orizontale rigide, asigură o conlucrare spațială între pereții portanți și prin aceasta creează posibilitatea unor redistribuții a forțelor orizontale între șpaleții de zidărie mai slabi și cei mai puternici;
- prin folosirea la planșee a plăcilor armate încrucișat, soluție curentă în special la blocurile de locuințe cu încăperi de forme apropiate de pătrat, se obține o **transmitere bidirecțională a încărcărilor gravitaționale** la pereții portanți longitudinali și transversali și prin aceasta o lestarsă mai uniformă a lor, cu avantaje pentru preluarea în bune condițiuni a forțelor orizontale acționând după orice direcție în plan;
- se realizează o ancorare mai bună între pereți și planșee, când acestea din urmă sunt din beton armat; de asemenea, prin prevederea de centuri de beton armat pe liniile pereților portanți se creează posibilitatea unei ancorări mai bune a planșeelelor chiar dacă acestea se mențin din lemn sau din grinzi metalice;
- centurile de beton armat crează legături mai bune între pereții portanți longitudinali și cei transversali;
- realizarea din beton armat a buiandrugilor la pereții cu goluri de uși sau ferestre, dacă aceștia sunt suficient ancorați la capete în șpaleții de zidărie, permite ca plinurile orizontale dintre golurile suprapuse să funcționeze în mod eficient și ca rigle de cuplare sub acțiunea forțelor orizontale;
- s-au putut utiliza și structuri combinate, avantajoase din punct de vedere funcțional, cu pereți portanți de zidărie perimetrali și între apartamente și cu stâlpi din beton armat la interior.

Este însă de precizat că reflectarea tuturor acestor avantaje în comportarea la solicitări seismice s-a realizat de fapt implicit prin folosirea betonului armat la planșee și la celelalte elemente menționate și nu urmărindu-se în mod deliberat acest scop, care în epoca respectivă, așa cum s-a arătat mai sus, nu constituia încă o preocupare efectivă a proiectanților.

Progrese importante au fost obținute și prin introducerea betonului simplu sau armat la alcătuirea fundațiilor zidurilor portante, pentru care betonul a reprezentat de fapt primul material satisfăcător și totodată economic, impunându-se imediat ca o soluție optimă și practic general utilizată.

Celelalte neajunsuri ale structurilor cu pereți portanți de zidărie neconformați antiseismic, semnalate înainte la paragr.2.2, s-au menținut în continuare și în perioada 1920 -1940.

2.3.5. Structurile cu grinzi și stâlpi din beton armat pentru clădiri multietajate (până la 10 etaje)

În limbajul curent actual, oficializat și prin normativul de proiectare antiseismică P.100-92, pentru structurile cu schelet de beton armat ale clădirilor etajate se face deosebirea între “structuri în cadre” și “structuri formate din grinzi și stâlpi”. Nu este vorba de o simplă nuanță de limbaj, ci de diferențierea cu caracter fundamental între două categorii de structuri, cu caracteristici diferite din punctul de vedere al calităților de asigurare la solicitări seismice.

Nu este de ajuns ca o structură etajată să fie formată din rigle și stâlpi, cu legături rigide la noduri, pentru a putea fi calificată că reprezintă un sistem în cadre. Prin “structură în cadre”, în contextul cerințelor actuale de rezistență la solicitări seismice, se înțelege numai un ansamblu de grinzi și stâlpi care prezintă calitățile de conformare și armare necesare pentru a se putea conta că lucrează efectiv ca un sistem de cadre pentru preluarea încărcărilor gravitaționale cumulate cu solicitările seismice. În principal este important să existe certitudinea că sunt respectate următoarele condiții de conformare și armare:

a) Cadrele care formează structura să fie capabile să preia forțe orizontale acționând după orice direcție în plan. La construcțiile obișnuite de formă ortogonală aceasta se traduce prin cerința ca riglele și stâlpii să constituie cadre după ambele direcții principale (longitudinală și transversală), iar la cele de forme oarecare, neortogonale, dispoziția în plan a cadrelor să permită de asemenea preluarea componentelor după orice direcție a forțelor orizontale.

b) Rigiditățile ansamblului de cadre la deplasări orizontale după toate direcțiile să fie de valori comparabile.

c) Stâlpii să fie continui pe verticală până la nivelul infrastructurii.

d) Armăturile longitudinale din rigle să fie astfel dispuse încât să asigure și preluarea momentelor de continuitate la noduri, atât pentru momentele negative, cât și pentru cele pozitive care pot interveni sub acțiunea forțelor orizontale seismice când la capetele riglelor se formează articulații (zone) plastice. Totodată să fie asigurată pentru aceste armături o bună ancorare în nodurile cadrelor sau în barele învecinate.

e) Prin cantitatea și modul de dispunere a armăturilor transversale, în special a etrierilor din stâlpi, să se asigure o bună confinare a betonului și împiedicarea flambării barelor de armătură în zonele comprimate ale secțiunilor.

Desigur, îndeplinirea tuturor acestor condiții calitative primordiale nu elimină necesitatea de a ne convinge, pe bază de verificări prin calcul, că și condițiile cantitative de rezistență, ductilitate și rigiditate sunt respectate la nivelul cerut.

Este evident că la o construcție existentă, controlul satisfacerii tuturor acestor cerințe este foarte dificil de realizat, mai ales când nu se dispune și de proiectul de execuție cu detaliile de armare, ceea ce pentru clădirile mai vechi reprezintă cazul curent. Dacă la examinarea unei construcții existente caracteristicile conformării generale în plan și pe verticală (punctele a ... d de mai sus) pot fi de cele mai multe ori detectate printr-un releveu al structurii - în schimb asupra alcătuirii de detaliu și a cantității armăturilor nu există de regulă nici o certitudine. Dimpotrivă, la construcțiile realizate înainte de 1940, avariate sau parțial prăbușite la cutremurul din 1977, la care au devenit vizibile unele caracteristici ale armăturilor rămase dezgolite, s-a constatat că în marea majoritate a cazurilor, regulile formulate mai sus nu erau satisfăcute decât în mică măsură sau deloc.

În plus, la construcțiile realizate în perioada respectivă, probabil pe considerente de economie greșit înțeleasă, s-a constatat tendința de a se adopta secțiuni foarte reduse pentru elementele structurale din beton armat și mai cu seamă pentru stâlpi, adică tocmai pentru elementele cu cea mai importantă pondere în asigurarea rezistenței, ductilității și rigidității structurii la solicitări seismice. La aceasta se adaugă și faptul binecunoscut că în perioada până în 1940 la structurile de beton armat ale clădirilor s-au utilizat betoane de calitate modestă, de regulă cu mărci echivalente cel mult claselor de beton de astăzi Bc7,5 ... Bc10. Cumulând efectul secțiunilor insuficiente ale stâlpilor cu cel al calității scăzute a betoanelor utilizate, s-a ajuns ca la multe construcții etajate să se constate valori foarte ridicate, uneori chiar supraunitare, ale nivelului de solicitare la compresiune a stâlpilor, exprimat prin coeficientul $n = N / bhR_c$ și astfel la nerespectări flagrante ale cerințelor de ductilitate (vezi paragr. 1.5.3.b din curs).

De aceea, ținând seama de toate aceste curențe și incertitudini, ***structurile cu schelet de beton armat ale clădirilor etajate realizate în perioada interbelică sunt considerate că se încadrează în categoria "structurilor formate din stâlpi și grinzi" și nu în cea a structurilor în cadre.***

În București, la cutremurul din 1940, socotit a fi de gradul 7 pe scara Mercalli, numeroase blocuri de locuințe etajate cu structuri de acest fel s-au avariat în mod semnificativ, însă nu s-a prăbușit decât unul singur și anume blocul "Carlton" de pe Bd.

Brătianu (astăzi Bd. N. Bălcescu), cu 12 etaje, care însă pe lângă racilele structurale caracteristice epocii, a avut și defecte specifice importante.

După cutremur, consolidările executate la celelalte clădiri înalte din București au fost în unele cazuri insuficiente, construcțiile în cauză rămânând în continuare descoperite la acțiunea cutremurelor următoare. În 1941, prof. **Aurel A. Beleş** a publicat o broșură cuprinzând principalele constatări făcute la cutremurul din 1940 [9], care poate fi considerată ca primul document de inginerie seismică apărut în România și în cadrul căreia a semnalat clădirile care au fost insuficient sau necorespunzător consolidate și au rămas în continuare în pericol de prăbușire la viitoare cutremure puternice. Din păcate, cu toată valoarea ei tehnică și științifică, lucrarea prof. **Beleş** nu a avut în perioada imediat următoare răsunetul necesar și a revenit în actualitate abia mai târziu, după cutremurul din 1977.

Deficiențele structurale ale clădirilor multietajate interbelice din București, care totuși au supraviețuit cutremurului de gradul 7 din 1940, au ieșit la iveală în modul cel mai vizibil la cutremurul din 1977, mai puternic în București decât cel din 1940 (grad 8) și cu spectru de răspuns mai defavorabil pentru clădirile cu structură flexibilă, cum sunt cele cu grinzi și stâlpi. Aproape 40 blocuri de locuințe înalte din această categorie s-au prăbușit, în condițiile în care din miile de clădiri de locuit realizate după 1950 nu s-au prăbușit decât două tronsoane (scări) de bloc, deci nici un bloc în întregime. Dar și în 1977, din clădirile interbelice cu racile similare celor prăbușite, au supraviețuit totuși o serie de blocuri, bineînțeles cu avarii majore.

Toate aceste constatări, cât și rezultatele verificărilor prin calcul efectuate în cadrul expertizelor de după 1977, au arătat cu claritate următoarele concluzii generale:

- Structurile cu grinzi și stâlpi ale clădirilor multietajate proiectate în perioada 1920 - 1940 nu pot fi considerate că au avut capacitatea de a rezista la un cutremur de intensitatea celui din 1977.
- Dacă unele din clădirile în cauză au rezistat totuși în 1940 și o parte din ele au rezistat și la solicitările seismice mai defavorabile din 1977 și apoi și la cele de la cutremurele următoare, de grad 7 în București, din 1986 și 1990, explicația trebuie căutată în primul rând în **aportul pereților despărțitori și de închidere**, care în acea vreme se realizau din zidărie de cărămidă și care au participat în mod esențial la preluarea forțelor seismice orizontale. Rigiditățile lor au fost dominante în raport cu cele ale scheletelor de beton armat, pe care le-au descărcat de cea mai mare parte a forțelor orizontale. Avarierile pronunțate constatate la pereții nestructurali respectivi (de regulă

fisuri la 45^0 produse de eforturile principale de întindere) confirmă participarea acestor pereți la salvarea clădirilor în cauză.

- Efectul favorabil al aportului pereților nestructurali a avut un **caracter aleatoriu**, manifestându-se de la caz la caz cu mai multă sau mai puțină eficiență, după numărul, grosimile și dispoziția în plan a acestor pereți. Blocurile prăbușite ilustrează cazurile în care aportul respectiv nu a fost suficient pentru a le salva.

Construcțiile înalte din epoca 1920 - 1940 au fost de cele mai multe ori realizate fără asigurarea prevederii unor rosturi între clădirile învecinate. De aceea, cedarea unor blocuri cu structură mai slabă este posibil să fi fost influențată și de proptirea laterală reciprocă între clădirile alipite, ceea ce ar explica și faptul că blocurile de capăt de filă au avut de regulă avarii mai pronunțate sau s-au prăbușit cu prioritate.

O concluzie cu caracter general este că astăzi, în perspectiva unor cutremure puternice viitoare, clădirile cele mai periclitate și care necesită a fi analizate și consolidate cu prioritate sunt cele multietajate din perioada 1920 - 1940.

2.4. Perioada 1950 - 1977

2.4.1. Perioada intermediară 1940 - 1950 este mai puțin semnificativă pentru dezvoltarea în continuare a sistemelor constructive și a cunoștințelor în domeniul proiectării structurale a clădirilor, deoarece în acest interval, cuprinzând durata războiului și apoi dezordinea economică din anii imediat următori războiului, s-a construit la noi foarte puțin. Este totuși de semnalat că în același interval, pe măsură ce s-a făcut treptat trecerea de la economia de piață la cea centralizată, s-au creat primele institute mari de proiectare de stat, care au constituit nucleele de formare a noii generații postbelice de ingineri proiectanți și odată cu aceasta s-a simțit necesitatea de abordare a unor concepții mai unitare și mai controlate în proiectarea structurilor de rezistență ale clădirilor.

Această scurtă perioadă de tranziție a corespuns totodată apariției, atât în România, cât și în alte țări cu teritorii afectate de cutremure, a unor preocupări, deocamdată la un nivel mai rudimentar, în legătură cu necesitatea de a se lua în considerare la proiectarea construcțiilor și solicitările seismice. La primele proiecte realizate în București în vremea respectivă, s-a ținut seama mai puțin de aspectele pe acest plan legate de concepția de ansamblu a structurilor, axându-se proiectarea antisismică numai pe o verificare prin calcul la forțe orizontale, apreciate la 5 % din încărcarea verticală ($S = c_s G$, unde

$c_s = 0,05$), aplicate ca forțe statice. Indicații în același sens apăruseră și în Instrucțiunile provizorii emise în 1941 de Ministerul Lucrărilor Publice (v. și [22]).

În același interval de timp, în SUA începuse o acțiune mai amplă și mai sistematică de cercetări teoretice și experimentale în domeniul ingineriei seismice, impulsionată în special de efectele cutremurului puternic din 1940 de la *El Centro* (California).

2.4.2. În România, campania masivă de dezvoltare a industriei, însoțită implicit și de necesitatea construirii unui volum mare de clădiri de locuit, poate fi considerată că a început practic în jurul anului 1950. Perioada care face obiectul prezentului capitol poate fi delimitată, sub aspectul proiectării antiseismice, între acest început și data cutremurului major din 1977, care prin experiența pe scară largă pe care a adus-o a încheiat o epocă și a deschis calea către o epocă nouă, cu idei mai bine precizate și verificate în raport cu realitățile comportării construcțiilor din țara noastră la acțiuni seismice.

2.4.3. Primele prescripții de proiectare antiseismică din România. Normativul P.13-63

Prin standardul 2923-63 s-a stabilit pentru prima dată o hartă de macrorăionare seismică a teritoriului României, conform căreia orașul București intra în zona de grad 7 după scara Mercalli. Harta lua în considerare în principal efectele cutremurelor vrâncene și se baza în special pe datele cunoscute de la cutremurul din noiembrie 1940.

Problema unui normativ de proiectare antiseismică pentru construcții s-a pus imediat după înființarea primului for de coordonare a proiectării în construcții (Comitetul de Stat pentru Tehnică, devenit apoi Comitetul de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare). Elaborarea normativului a parcurs o perioadă lungă (peste 10 ani), trecând prin diferite variante de redactare și ajungând să se concretizeze abia în 1963 prin "Normativul condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice" P.13-63. Pe baza unor studii și unei redactări preliminare elaborate de ing. *Em. Țîțaru* și ing. *Al. Cișmigiu*, redactarea finală a fost definitivată de o comisie de profesori de la Institutul de Construcții București. Important pentru caracterizarea epocii la care ne referim este că diferitele forme intermediare ale normativului, prin faptul că au fost trimise în anchetă la principalele unități de învățământ superior, de proiectare și de cercetare, au făcut cunoscut proiectanților conținutul normativului cu mult înainte de oficializarea lui, și în consecință ideile lui de bază au început să fie asimilate și aplicate în proiecte încă înainte de 1960.

Principalele caracteristici ale prevederilor normativului P.13-63 și care au influențat proiectarea din toată perioada următoare pot fi sintetizate după cum urmează:

a) Pentru prima dată în România s-a scos în evidență faptul că asigurarea protecției antiseismice a unei construcții nu se limitează la problemele de calcul, ci se pune pe prim plan și necesitatea unei **concepții corecte a ansamblului construcției**, care să creeze premisele unei comportări avantajoase la acțiuni seismice. Pe această linie, s-a arătat în special importanța evitării efectelor defavorabile de torsiune generală prin evitarea sau reducerea la minimum a disimetriilor de mase și de rigidități a elementelor portante, respectiv a excentricității centrului de rigiditate în raport cu centrul maselor.

De asemenea, s-au subliniat și alte elemente legate de forma și alcătuirea clădirilor, care sunt de natură a influența comportarea la solicitări seismice.

b) Din punctul de vedere al modului de determinare a forțelor seismice de calcul, s-a introdus ideea ca atât mărimea acestora, cât și distribuția lor pe înălțimea construcției să se bazeze pe un calcul dinamic, deci s-au diferențiat și după caracteristicile dinamice ale construcției. Forțele orizontale astfel determinate se introduc apoi în calculul structurii ca forțe acționând static. Se ajunge în acest mod la relația:

$$S = c_s \cdot G \quad (c_s = k_s \beta \epsilon \psi)$$

dată în paragr.1.3.2 al cursului, unde sunt precizate și semnificațiile tuturor coeficienților care intră în componența coeficientului seismic global c_s .

Pentru valorile coeficientului de amplificare dinamică β în funcție de perioada de vibrație proprie a construcției, s-a adoptat curba spectrală $\beta = f(T_c)$ dată în fig.2.7. În lipsa unor date experimentale privind specificul cutremurelor din România, s-a adoptat curba spectrală folosită în SUA și bazată pe cutremurele californiene.

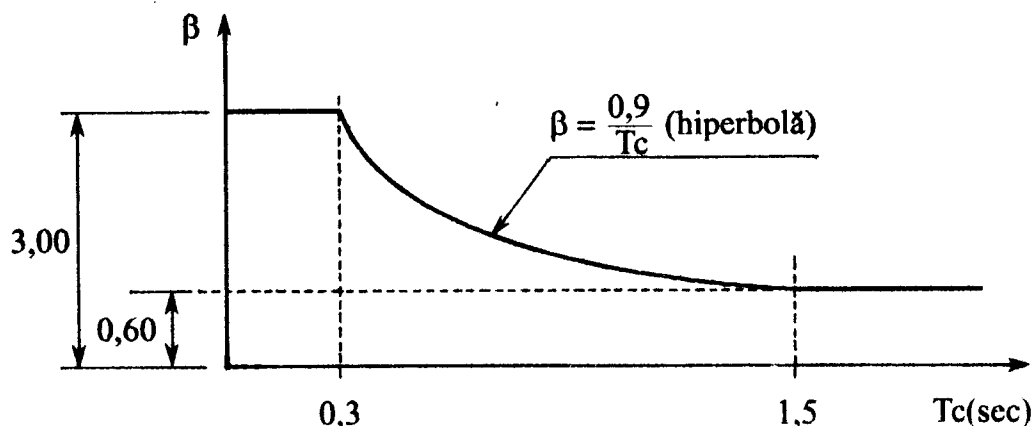


Fig. 2.7

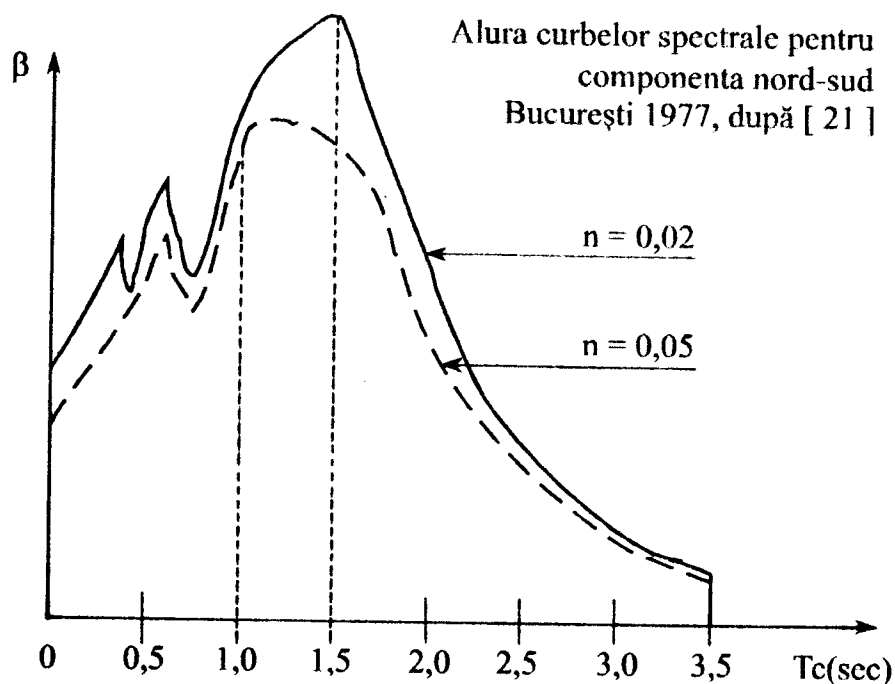
Distribuția pe verticală a forțelor orizontale seismice rezulta diferită de cea uniformă cunoscută la noi până atunci și anume apropiată de o formă triunghiulară sau parabolică, cu valoarea maximă la extremitatea superioară a structurii.

Sub acest aspect, al scoaterii în evidență a dependenței valorilor forțelor seismice de calcul de caracterul lor real dinamic, prevederile normativului P.13-63 trebuie considerate că au constituit un mare pas înainte în formarea gândirii proiectanților noștri.

În același timp însă, așa cum s-a dovedit ulterior (la cutremurul din 1977), valorile date în P.13-63 pentru coeficientul de amplificare dinamică β au fost cu mult subevaluate, în special pentru structurile în cadre etajate, ceea ce a condus la o subdimensionare sistematică a acestui tip de structuri la toate construcțiile proiectate până în 1977. Carența provine din diferența între specificul cutremurelor californiene, cu focar de mică adâncime, pe care s-a bazat curba spectrală din fig.2.7 și cel al cutremurelor vrâncene cu focar de mare adâncime și anume:

- În cazul cutremurelor californiene, perioada proprie de vibrație a solului în momentele de amplitudine maximă a mișcării seismice s-a situat în domeniul $T_0 = 0,2 \dots 0,3$ sec., astfel că amplificarea dinamică a fost maximă pentru structuri ale căror perioade proprii fundamentale de vibrație se aflau în jurul aceluiași valori, adică pentru construcții cu structură foarte rigidă (clădiri civile cu $P + 2 \dots P + 4$ niveluri, cu pereți structurali din zidărie sau din beton armat monolit sau prefabricat). Așa cum se vede din fig.2.7, la clădiri cu perioade proprii depășind acest domeniu, coeficientul de amplificare dinamică β scade rapid cu creșterea lui T , astfel că de exemplu pentru o clădire cu 10 niveluri, în cadre etajate ($T_C \cong 1$ sec.), β ajunge la valoarea $0,9/1,0 = 0,9$, iar la construcții mai înalte, cu $T_C = 1,5$ sec., valoarea lui β coboară chiar până la 0,6. Coeficientul seismic global c_s incluzând aceste valori joase ale coeficientului β , a ajuns în mod curent pentru București (grad seismic 7) la valori în jurul a 0,02, adică la nivelul minim admis de normativul P.13/63.
- La cutremurul vrâncean din 1977, curba spectrală determinată din prelucrarea seismogramelor măsurate efectiv în București a avut alura din fig.2.8 [21], cu perioada proprie maximă de vibrație a solului $T = 1,5$ sec., astfel încât clădirile joase, cu structură rigidă, au fost mai puțin afectate, în timp ce cele cu structuri flexibile (în cadre sau cu grinzi și stâlpi de tip interbelic), cu perioade proprii de vibrație de 1 sec. și mai mari, au prezentat amplificări dinamice maxime. Aceasta, împreună cu gradul seismic mai mare decât cel considerat până atunci în prescripțiile noastre pentru orașul București (8 față de 7), explică avariile pronunțate apărute la clădirile cu structuri

flexibile și totodată prăbușirea unui număr mare de blocuri realizate în perioada interbelică, cu structuri din grinzi și stâlpi, care rezistaseră la limită la cutremurul de grad 7 din 1940.



n = fracțiunea din amortizarea critică

Fig. 2.8

Faptul că în aceste condiții construcțiile în cadre etajate realizate în perioada 1950 - 1977 au rezistat totuși în 1977, cu rarele excepții menționate mai înainte, dovedește că au avut ductilitatea necesară pentru a putea dezvolta deformări post-elastice importante, bineînțeles cu avarii corespunzătoare, fără să atingă colapsul. Problema este analizată teoretic mai pe larg în paragr.1.3.1 al cursului.

c) Un alt aspect de noutate din prevederile normativului P.13-63 îl constituie **gradarea forțelor orizontale seismice de calcul după clasa de importanță a construcțiilor** (pentru detalii și comentarii referitoare la acest aspect vezi paragr.1.3.3 al cursului).

d) O carență a normativului, legată de nivelul pe plan mondial al cunoștințelor teoretice și al experienței în domeniul construcțiilor rezistente la cutremure din acea vreme îl constituie faptul că **verificarea prin calcul la forțe orizontale se limita la verificarea la condiția de rezistență**, fiind ignorate condițiile de rigiditate și de ductilitate.

Condiția de rigiditate, exprimată prin limitarea mărimilor deplasărilor relative de nivel, nu figura deloc în normativ, ca de altfel nici în prescripțiile din epoca respectivă din alte țări cu teritorii seismice. Această lipsă, cumulată cu valorile scăzute de calcul utilizate pentru forțele orizontale seismice ($c_s = 0,02 \dots 0,03$), a condus în cazul construcțiilor în

cadre etajate la structuri cu stâlpi foarte subțiri, care la expertizările efectuate recent ale clădirilor respective au pus probleme dificile de consolidare. S-a ajuns chiar ca în mod general construcțiile din această categorie să capete denumirea “construcții P.13”, cu problemele lor specifice [36]. Un caz tipic este cel al clădirii cu 8 etaje a Spitalului Clinic Fundeni, proiectată în 1950 - 1951, cu stâlpi ajungând la ultimele niveluri la secțiuni de numai 25/25 cm.

În ceea ce privește ductilitatea, este de precizat că deși valorile adoptate pentru forțele seismice orizontale de calcul includeau premiza că structura prezintă o ductilitate satisfăcătoare, această condiție nu era exprimată în mod explicit. De fapt termenul “ductilitate” nici nu apare în textul normativului.

e) Normativul se mai caracterizează prin faptul că se referă numai la proiectarea construcțiilor noi, respectiv problemele punerii în siguranță a construcțiilor existente din perioada interbelică, avariate la cutremurul din 1940, nu formau încă la data aceea o preocupare a prescripțiilor.

În 1970 s-a publicat o nouă redactare a normativului, cu indicativul P.13-70, care menține linia generală a prescripțiilor din 1963 cu unele rectificări. Curba spectrală de calcul a fost modificată, adoptându-se forma din fig.2.9.

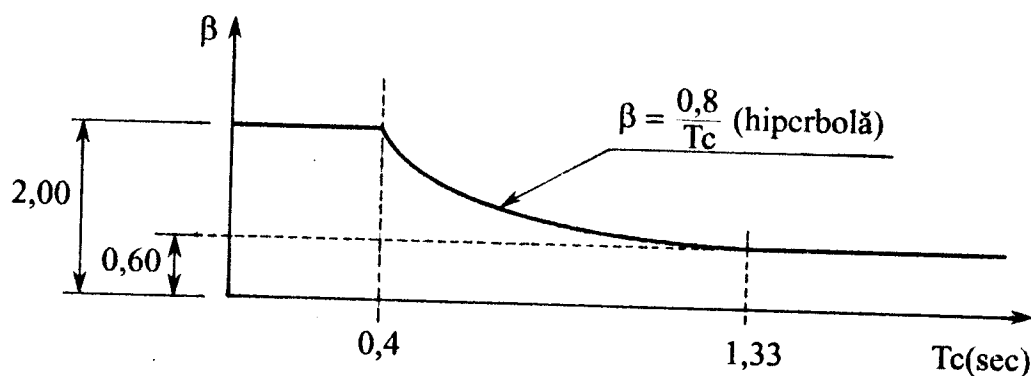


Fig. 2.9

2.4.4. Sisteme constructive utilizate în mod curent

Sistemele constructive pentru clădirile etajate s-au dezvoltat în continuare, ca și în perioada anterioară, separat pentru clădirile joase, până la P + 4 etaje inclusiv, și pentru cele multietajate.

În legătură cu aceasta este de subliniat că în condițiile economiei centralizate din perioada în cauză, când clădirile noi erau aproape în totalitate proprietate de stat sau proiectate sub coordonarea organelor de stat, împărțirea în clădiri joase și înalte a devenit mai precisă și a fost influențată în mod hotărâtor de condițiile foarte severe de economie impuse de directivele conducerii politice din acea vreme și anume:

- Pentru clădirile de locuit era interzis să se prevadă ascensoare în cazul construcțiilor având până la $P + 4$ etaje inclusiv. Aceasta a determinat definirea drept clădiri joase a celor fără ascensoare, adică a celor până la $P + 4$ etaje.
- În aceste condiții, întrucât costul/ m^2 desfășurat al construcțiilor scădea cu numărul de niveluri prin micșorarea ponderii costului fundațiilor și acoperișului, înălțimea optimă era cea maximală a domeniului respectiv, adică $P + 4$ etaje, care astfel a devenit soluția predominantă pentru clădirile joase.
- Necesitatea ascensoarelor la clădiri mai înalte aducea o scumpire pronunțată, astfel că la $P + 5$ și la $P + 6$ etaje devenea prohibitivă. Aceasta a făcut ca pentru clădirile cu mai mult decât $P + 4$ etaje, limita inferioară considerată ca economică să fie $P + 7$ etaje. Marea majoritate a construcțiilor din această categorie din epoca 1950 - 1977 au fost realizate în consecință cu $P + 7 \dots P + 10$ etaje.

O caracteristică generală a clădirilor etajate din perioada 1950 - 1977 a constituit-o **introducerea pe scară din ce în ce mai largă a prefabricării elementelor structurale din beton armat**, întâi numai la planșee și apoi și la structurile principale de rezistență. Caracterul prioritar al structurilor prefabricate, folosind de regulă elemente uzinate (produse în fabrici specializate) a fost determinat în principal de următorii factori:

- reducerea generală a consumului de manoperă pe șantier;
- concentrarea în fabrici a operațiunilor care cer o manoperă de calificare superioară;
- viteza mai mare de execuție;
- reducerea consumului de material lemnos în cofraje și susțineri.

2.4.5. Structuri pentru clădiri cu puține niveluri (până la $P + 4$ etaje)

a) Pentru blocurile de locuințe fără magazine mari la parter, în cazul realizării lor grupate în ansambluri cu un număr mare de apartamente, sistemul constructiv care s-a impus treptat, devenind soluția de bază, a fost cel cu **panouri mari prefabricate de beton armat**. Realizarea numai din panouri (de pereți și de planșee), fără stâlpi sau grinzi intermediare, a condus implicit la o schemă constructivă de tip "fagure" (cu pereți portanți transversali la fiecare travee, ca în fig.2.10).

Fiind vorba de clădiri cu puține niveluri, pereții structurali din panouri prefabricate au rezultat în general dimensionați constructiv.

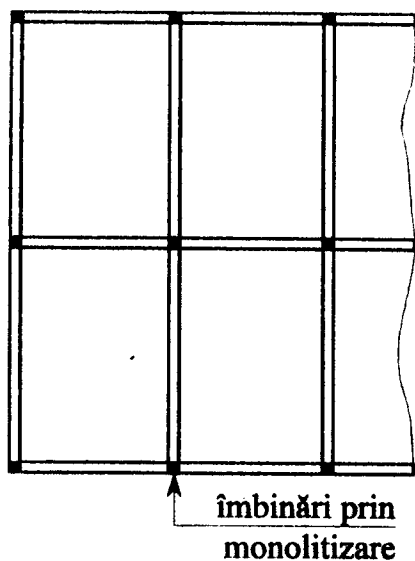
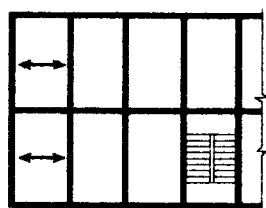


Fig. 2.10

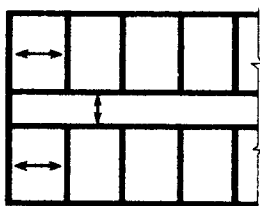
b) La clădirile de locuit izolate, tot fără magazine mari la parter, s-a utilizat de regulă sistemul constructiv cu *pereți portanți cu zidărie din cărămidă și planșee prefabricate de beton armat*, în două variante principale de dispunere în plan a pereților portanți:

- soluția cu ziduri portante transversale, dispuse la fiecare travee, deci un sistem de tip “fagure”, în care planșeele din fâșii prefabricate rezemau pe pereții transversali (fig.2.11.a, b);

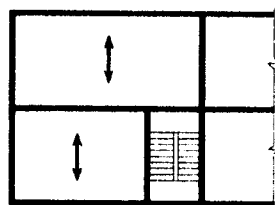
- soluția cu ziduri portante longitudinale, în care pereții transversali erau dispuși numai pe conturul apartamentelor (sistem de tip “celular”) și planșeele din fâșii prefabricate rezemau pe pereții longitudinali, cei transversali având numai rolul de rigidizare și de preluare a forțelor orizontale acționând transversal construcției (fig.2.11.c).



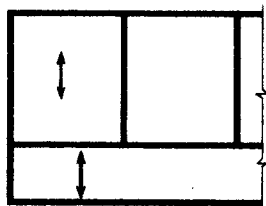
(a)



(b)



(c)



(d)

↔ direcția fâșiilor prefabricate ale planșeelor

Fig. 2.11

Este de remarcat că utilizarea planșeelor din fâșii prefabricate a condus la revenirea la o descărcare unidirecțională a acestora pe zidurile portante, similară cu cea a planșeelor cu grinzi de lemn sau metalice din clădirile vechi. Aceasta a pus într-o situație mai defavorabilă pereții transversali de rigidizare, care erau mai puțin lestați gravitațional și deci mai slab dotați pentru preluarea în bune condiții a forțelor orizontale seismice.

În schimb, la soluția din fig.2.11.a, apare o discrepantă evidentă între capacitățile portante ale pereților structurali de pe cele două direcții, în sensul că după direcția transversală sistemul prezintă un număr mare de pereți structurali, din care unii plini, și cu

o lăstare mai favorabilă, în timp ce după direcția longitudinală nu există decât 3 sau 4 pereți structurali, din care cei de fațadă sunt slăbiți prin goluri mari de ferestre, iar cei interiori au la fiecare travée sau din două în două travée goluri de uși, iar lăstarea este mai slabă.

Cele arătate mai sus scot în evidență, la fiecare din sisteme, direcțiile de solicitare cele mai defavorabile la acțiunea forțelor orizontale seismice, asupra cărora trebuie concentrată atenția la verificarea lor prin calcul în spiritul prescripțiilor actuale.

Planșeele prefabricate, de cele mai multe ori realizate din fâșii cu goluri, au fost prevăzute cu forme ale fețelor verticale care să asigure o bună conlucrare la forțe gravitaționale concentrate, precum și posibilitatea de a lucra, împreună cu centurile de beton armat de care erau bordate, ca șaibe orizontale rigide, asigurând conlucrarea spațială a structurii la acțiunea forțelor orizontale.

Treptat, în special la clădirile cu $P + 3$ și $P + 4$ etaje, au început să se introducă la colțurile și la încrucișările pereților de zidărie sâmburi de beton armat turnați pe măsura ridicării zidăriei și folosind zidăria drept cofraj pe fețele comune (fig. 2.12).

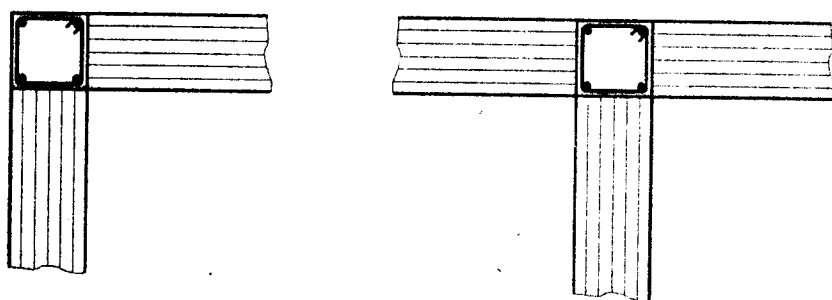


Fig. 2.12

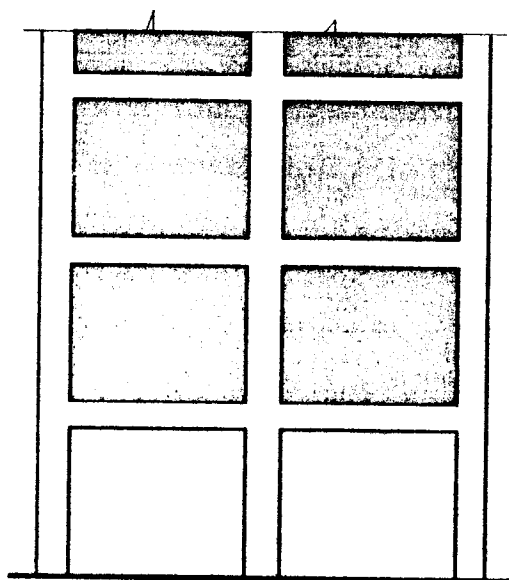


Fig. 2.13

c) La clădirile cu magazine mari la parter s-au utilizat de cele mai multe ori, chiar la puține niveluri, structuri în cadre din beton armat monolit sau cu grinzi prefabricate și stâlpi monoliți. La verificarea prin calcul a acestora nu trebuie trecut cu vederea faptul că în realitate numai la parter structura în cadre, fără pereți de umplură, lucrează ca o structură flexibilă, în timp ce la etaje pereții din umplură de zidărie conlucrând cu cadrele pot conduce la o structură de tip rigid, astfel că pe ansamblu se poate ajunge în realitate la o structură rigidă

cu parter flexibil ca în fig.2.13, care trebuie considerată ca atare în calcul.

Pentru buiandrugii peste golurile de uși și de ferestre, în perioada postbelică s-a generalizat utilizarea betonului armat și anume:

- în cazul plinurilor orizontale de înălțimi reduse, buiandrugii s-au turnat monolit, încorporându-se în centurile din dreptul planșelor;
- în cazul plinurilor orizontale mai înalte, care intervin în special la golurile de uși interioare, s-au prevăzut buiandrugii independenți, de regulă prefabricați.

2.4.6. Structuri pentru clădiri multietajate ($P + 7 \dots P + 10$ etaje)

Structurile din panouri mari prefabricate, tot de tip fagure, au fost extinse în București și la clădiri cu până la $P + 8$ etaje, în aceleași condiții ca și la cele cu puține niveluri, adică la construcțiile fără magazine mari la parter și grupate în ansambluri mari. Desigur, având în vedere numărul mai mare de niveluri, deci solicitările seismice mai importante, aici dimensionările pereților structurali din panouri și în special cele ale îmbinărilor lor, nu au mai rezultat constructive, ci au depins și de rezultatele verificărilor prin calcul.

Soluția dominantă la clădirile cu $P + 7 \dots P + 10$ etaje și care local s-a extins și la blocuri mai înalte, a fost însă cea cu **pereți structurali din beton armat monolit**, cu sau fără cadre intermediare. Principalele tipuri de structuri din această categorie, folosite în perioada până în 1977 și din care unele se folosesc în continuare și astăzi, sunt următoarele:

a) **Structuri de tip "fagure"**, cu schemă a pereților structurali asemănătoare cu cele din fig. 2.11.a,b și cu pereții longitudinali de fațadă neportanți, vitrați și cu parapete din materiale termoizolatoare, de obicei din zidărie de beton celular autoclavizat.

Din această categorie, un număr restrâns de blocuri înalte din București au fost realizate cu pereții turnați în cofraje glisante (exemple: blocurile care bordează patinoarul Floreasca, unele blocuri din cartierul Drumul Taberei). Planșeele s-au executat monolit, rezemate pe goluri lăsate în pereții glisați, sub forma unor cutii de lemn care se demontează după trecerea cofrajului glisant. Sistemul, al cărui domeniu avantajos de utilizare este de fapt cel al construcțiilor înalte fără planșee (silozuri, castele de apă, turnuri de televiziune etc.), nu s-a dovedit la fel de avantajos și la clădirile cu planșee, astfel că a fost după scurt timp abandonat.

La expertizarea unui bloc de acest tip din cartierul Drumul Taberei s-a constatat că la glisarea cofrajului pereților s-a omis lăsarea golurilor necesare pentru rezemarea

planșelor, iar acestea au fost apoi executate fără remedierea deficienței respective, astfel că practic planșeele nu rezemau pe pereți ci se mențineau într-un echilibru precar (prin frecare, rezemare pe tencuială, împănare). Această problemă necesită o verificare la expertizarea oricărui bloc executat cu cofraje glisante.

Este de menționat că într-o perioadă din anii '60, sub presiunea dispozițiilor de reducere a consumului de oțel în construcții, la unele ansambluri de clădiri cu structuri de tip fagure pereți structurali au fost prevăzuți cu armări pe inimă discontinue (în locul unei armări generale cu două plase, s-au folosit armări locale ca în fig. 2.14). La expertizarea clădirilor respective, tipul de armare pe inimă (continuu sau discontinuu) trebuie să fie identificat și luat în considerare la verificarea la forță tăietoare a pereților.

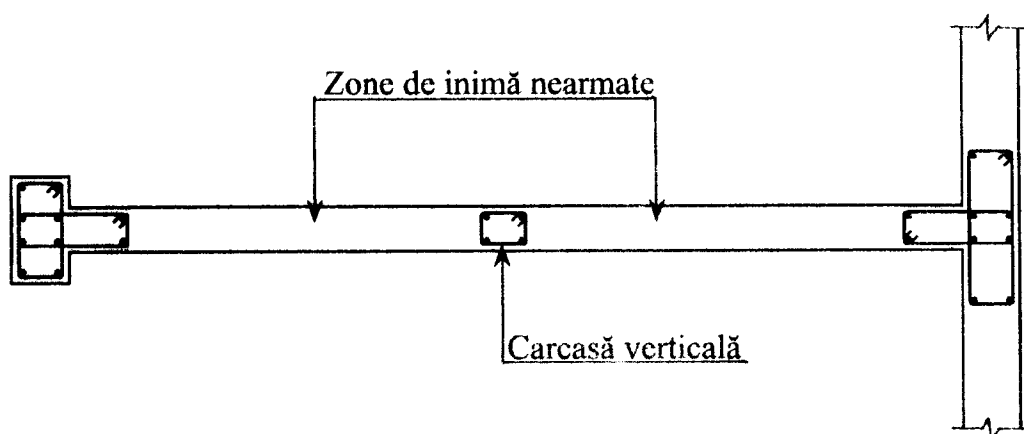


Fig. 2.14

Sistemul structural de tip fagure, promovat în anii 1960-65 pe considerente de economie de oțel în structură, a fost în general treptat părăsit datorită inconvenientelor lui sub aspect funcțional (apartamente cu plan "înghețat", fără posibilitatea de a efectua transformări, comasări de camere etc.). Soluția a fost menținută numai la clădirile la care fiecare travee (cameră) constituie o unitate funcțională independentă, cum sunt blocurile de garsoniere, căminele universitare și altele similare.

b) **Structuri de tip "celular"**, cu pereți structurali de beton armat mai rari, dispuși numai pe contururile apartamentelor, deci pe același principiu ca în fig. 2.11.c și completați în interiorul apartamentelor cu cadre intermediare (fig. 2.15.a). Acest sistem permite o libertate mai mare în interiorul apartamentelor și totodată permite și amenajarea la parter a unor spații comerciale sub formă de magazine de mărime mijlocie, dovedite a fi suficiente sub aspect funcțional pentru marea majoritate a activităților comerciale.

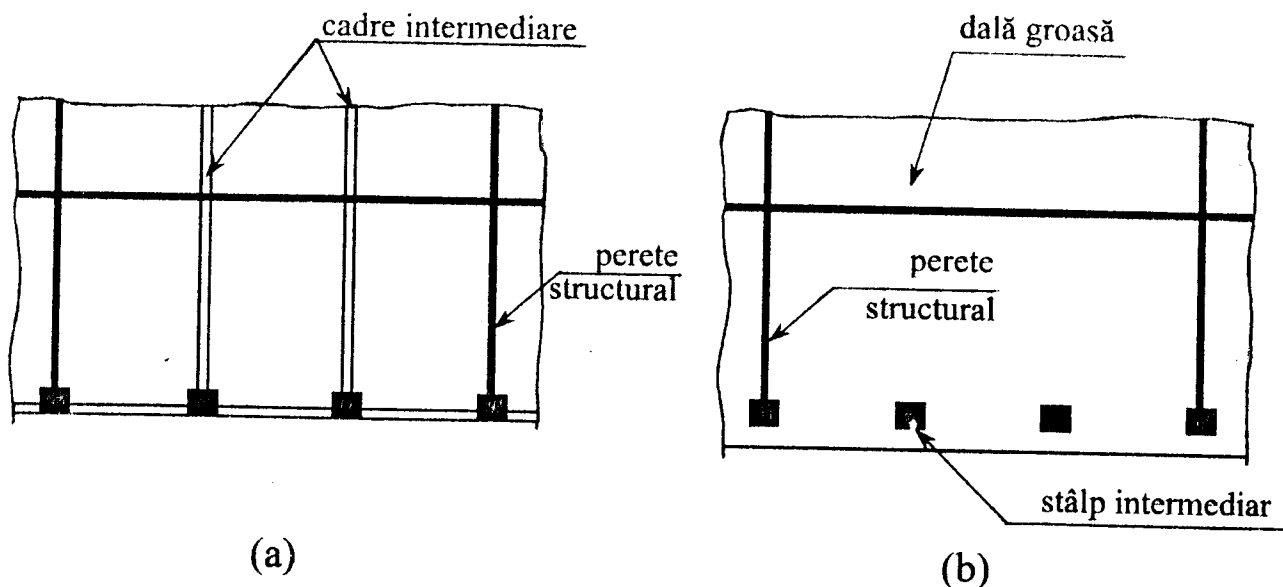


Fig. 2.15

Structura este tot de tip rigid, adică rigiditățile pereților structurali sunt dominante în raport cu cele ale cadrelor intermediare, astfel că preiau practic în totalitate forțele seismice orizontale, iar cadrele rămân sollicitate numai la încărcări gravitaționale.

În aceste condiții, au devenit posibile și soluții ca în fig.2.15.b, în care grinzile din interiorul apartamentelor s-au putut desființa, planșeele fiind realizate sub formă de dale groase rezemate direct pe stâlpi și pe pereții structurali înconjurători. Sub această formă sistemul, propus de prof. ing. *Al. Cișmigi* și colaboratorii săi și promovat de Institutul "Proiect București", a reprezentat o soluție și mai avantajoasă sub aspectul libertății de plan în interiorul apartamentelor și sub cel al simplității cofrajelor.

c) **Structuri cu nucleu central** de pereți structurali (fig.2.16) și cu cadre perimetrale, folosite cu precădere la clădirile de birouri, dar adoptate și la unele blocuri de locuințe.

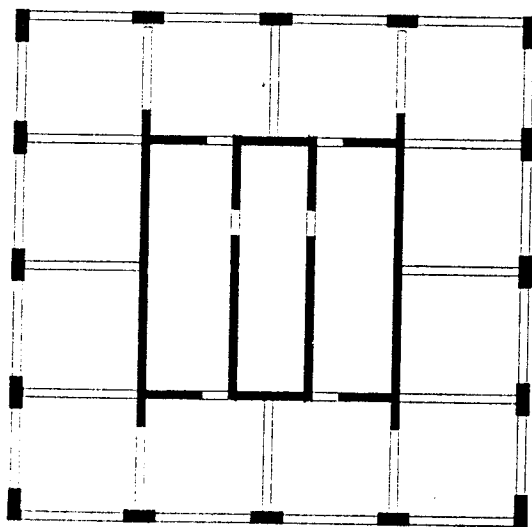


Fig. 2.16

2.4.7. Structuri specifice pentru clădiri multietajate cu magazine mari la parter

Cerințele impuse de conducerea de stat din acea vreme, de a se crea la parterul blocurilor de locuințe de pe arterele principale spații mari libere pentru magazine, au condus la sisteme constructive specifice pentru aceste clădiri.

a) Un prim sistem, utilizat în anii '60, l-au reprezentat *structurile rigide cu parter flexibil*, de tipul din fig.1.30, în care elementele portante verticale sunt pereți structurali din beton armat monolit, rezemați la parter pe stâlpi.

Pentru încărcările gravitaționale, pereții structurali de la nivelurile superioare sunt autoportanți între stâlpii de la parter, lucrând ca grinzi - pereți. La nivelul cunoștințelor din epoca respectivă asupra stării de solicitare în grinzi - pereți, singurele scheme de calcul cunoscute din literatura de specialitate erau cele cu încărcările verticale aplicate în totalitate sau la talpa superioară sau la cea inferioară a grinzii - perete. Schema folosită în practică a fost cea din fig.2.17.a, cu încărcările aplicate în totalitate la nivelul tălpii inferioare (suspendate de grinda - perete), care în domeniul elastic conduceau pentru secțiunile din câmp la diagrame de eforturi σ și τ de formele arătate în fig.2.17.b.

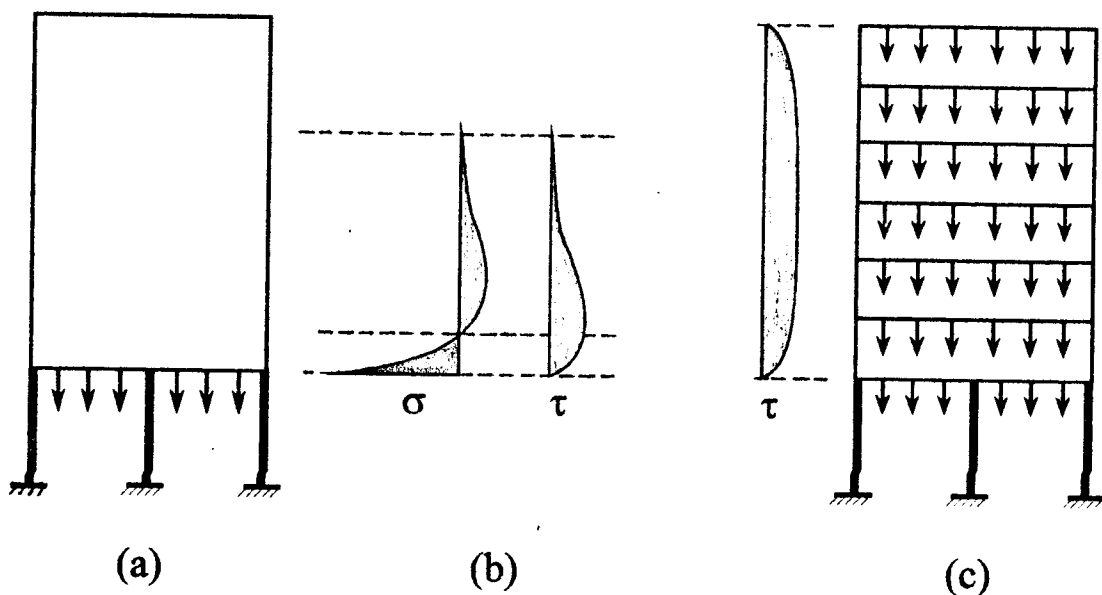


Fig. 2.17

În realitate, în cazul unei clădiri cu parter flexibil, încărcarea verticală pe un perete structural se aplică distribuit pe toată înălțimea peretelui, ceea ce duce la o stare de eforturi mult mai favorabilă, cu o diagramă de eforturi τ de tipul din fig.2.17.c și cu eforturi σ foarte mici, adică de valori mult inferioare celor maxime din fig.2.17.b. Deci sub aspectul transmiterii încărcărilor gravitaționale, pereții respectivi erau armați în exces față de

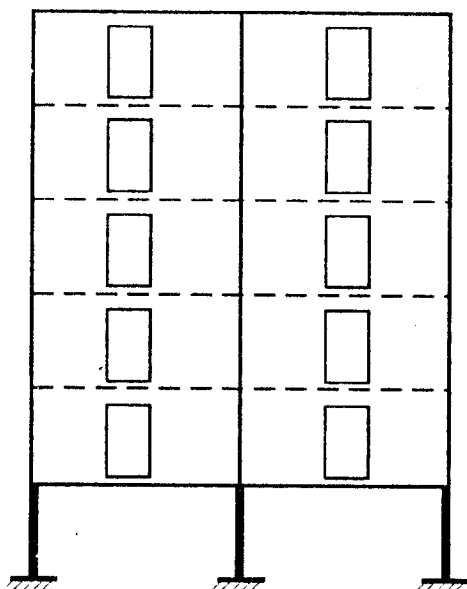


Fig. 2.18

necesarul real. Excepție fac blocurile, mult mai rar întâlnite, cum sunt cele din spatele Sălii Palatului, în care structura rigidă rezemată la parter pe stâlpi este de tip fagure. În acest condiții, mulți din pereții de la etajele curente au goluri de uși, inclusiv cei de la etajul I (fig.2.18), ceea ce creează o stare de solicitare foarte defavorabilă a acestora la încărcări gravitaționale.

Problemele cele mai dificile le pun însă structurile rigide cu parter flexibil la acțiunea forțelor orizontale seismice, sub două aspecte:

- Diferența mare de rigiditate între parter și etaje conduce la o concentrare a energiei induse de cutremur la nivelul parterului flexibil, suprasolicitând stâlpii.
- Este practic inevitabilă în acest caz apariția de zone plastice la ambele extremități ale stâlpilor parterului, ceea ce creează premisele unei comportări dezavantajoase a structurii la acțiunea forțelor orizontale seismice.

Pe lângă aceste inconveniente principale, intervin și alte dezavantaje, ca:

- suprasolicitarea axială a stâlpilor parterului din efectul indirect al forțelor orizontale;
- solicitarea mai puternică a planșeului peste parter lucrând ca șabla orizontală și trebuind să redistribuie la acest nivel forțele orizontale între pereții structurali rari de la etaje și stâlpii mai uniform distribuiți în plan de la nivelul parterului.

Toate aceste considerații, de altfel numai parțial investigate teoretic în epoca dinaintea de 1977, au determinat o rezervă din ce în ce mai marcată față de sistemul constructiv respectiv, care treptat a fost eliminat din proiecte.

La nivelul cunoștințelor noastre actuale, confirmate și de comportarea în general peste așteptări a clădirilor cu parter flexibil la cutremurele din 1977, 1986 și 1990, nu se mai poate afirma că sistemul ar fi contraindicat în zone seismice, dar necesită luarea unor măsuri care în epoca dinaintea de 1977 nu erau încă prea bine înțelese și aplicate.

Problema va fi reluată în cap.4 al cursului din punctul de vedere al consolidărilor necesare la clădirile existente realizate cu acest sistem.

b) Renunțarea începând din anii '70 la structurile rigide cu parter flexibil a condus la folosirea la clădirile cu magazine mari la parter (unele și la mezanin) a **structurilor în**

cadre etajate. Odată cu aceasta, la construcțiile respective au fost adoptate rețele de deschideri și travee mărite (6 x 6 m și mai mari).

S-a ajuns astfel la construcții cu alcătuiți foarte neeconomice, pe de o parte pentru că structurile în cadre, cu deschideri mărite, conduceau la un consum de oțel cu 40 - 50 % mai mare față de cele cu pereți structurali, iar pe de altă parte rețeaua de 6 x 6 m nu se suprapunea în mod favorabil peste planurile de arhitectură ale apartamentelor de la etaje.

În ceea ce privește modul de execuție a cadrelor, soluția care s-a impus a fi cea mai adecvată a fost cea cu grinzi prefabricate și stâlpi turnați monolit. Rezemările grinzilor pe stâlpi s-au realizat astfel ca secțiunile stâlpilor pe înălțimile nodurilor să nu fie slăbite prin prezența grinzilor, acestea rămânând în afara nodurilor și rezemând pe stâlpi, prin intermediul unor prelungitori metalici sau susținute provizoriu pe popi până la întărirea și intrarea în lucru a betonului din noduri. Un exemplu este arătat în fig.2.19. Aceeași soluție se aplică pentru grinzile de pe ambele direcții.

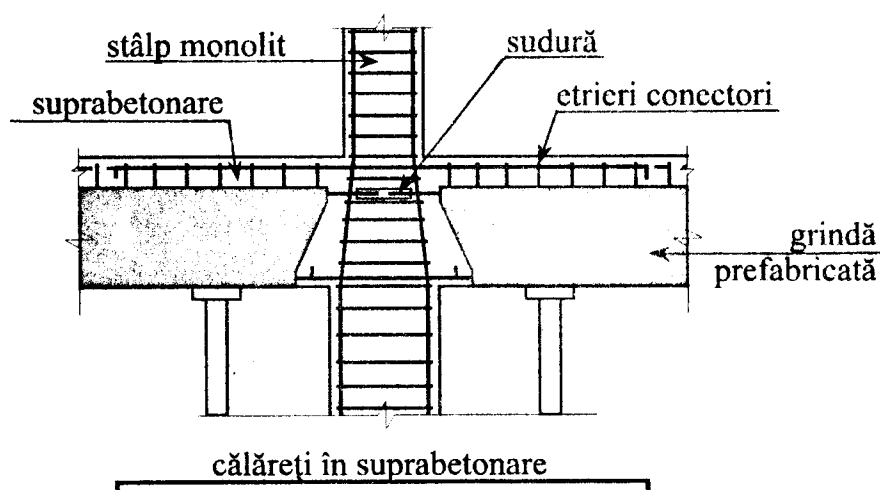


Fig. 2.19

Comportarea construcțiilor în cadre etajate la cutremurul din 1977 și concluziile care s-au tras cu privire la oportunitatea folosirii lor în continuare sunt discutate în paragr.2.5.

2.4.8. Alcătuirea planșelor la clădirile multietajate

Cu excepția soluției arătate în fig.2.16, în care planșeele de tip dală groasă sunt din beton armat monolit, în marea majoritate a cazurilor, atât la construcțiile cu pereți structurali cât și la cele în cadre, planșeele au fost realizate din elemente prefabricate, în una din următoarele soluții:

- **Panouri mari** de dimensiunile unei camere, rezemate pe pereții structurali sau pe riglele cadrelor.
- În situațiile când panourile dintr-o singură bucată rezultau prea grele sau cu gabarite de transport prea mari, au fost înlocuite cu **semi-panouri**, îmbinate în câmp printr-o fâșie monolită, în cadrul căreia armăturile se îmbinau prin petreceri de tip buclă, ca în fig.2.20.

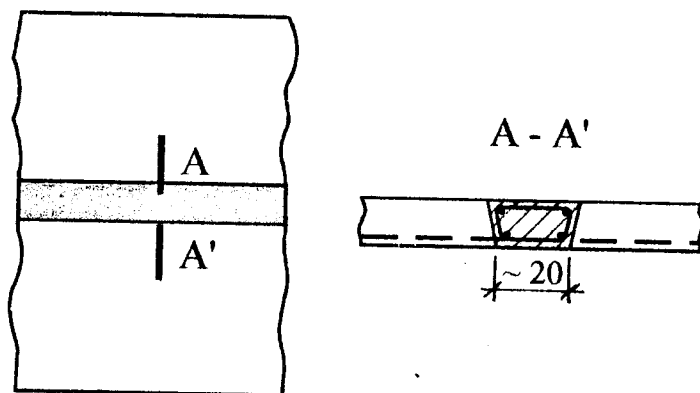


Fig. 2.20

- Dale prefabricate suprabetonate (**predale**), bazate pe principiul conlucrării între predala prefabricată și suprabetonarea monolită ca o placă unitară, conlucrarea fiind asigurată prin conectori de oțel beton (fig.2.21), care servesc și drept cârlige de suspendare pentru manipulare și montaj. Predala servește drept cofraj înglobat pentru suprabetonare și conține și armăturile de preluare a momentelor încovoietoare pozitive din câmp. Armăturile de continuitate de la partea superioară se montează în suprabetonare. Pe durata până la întărirea și intrarea în lucru a suprabetonării, predala, pentru a putea susține greutatea proprie, greutatea suprabetonării și încărcările din circulația în timpul execuției, este sprijinită provizoriu pe o rețea de popi la ≤ 1 m interax.

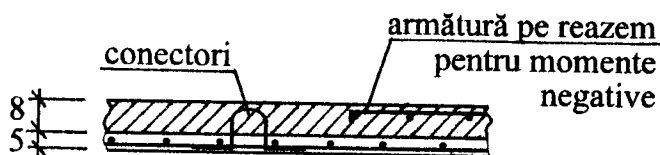


Fig. 2.21

2.5. Cutremurul din 4 martie 1977 și efectele lui asupra construcțiilor

2.5.1. Caracteristicile mișcării seismice

Ca și celelalte cutremure puternice care au afectat în acest secol clădirile din București, cutremurul din 1977 a avut epicentrul în zona Vrancea, cu focar de mare adâncime (circa 130 km). Principalele lui caracteristici legate de efectele asupra construcțiilor au fost următoarele:

a) Cea mai importantă particularitate a acestei manifestări seismice și care a făcut pe drept cuvânt să fie calificată ca “abnormă” în raport cu cutremurele vrâncene obișnuite o constituie faptul că seismul cu epicentrul în Vrancea a declanșat o falie secundară în zona sudică a țării (București - Zimnicea), care a provocat în această zonă o acțiune seismică de intensitate superioară celei a cutremurului de origine din Vrancea. În București, accelerația maximă măsurată a mișcării solului a fost $a = 0,2 \text{ g}$, deci corespunzătoare gradului seismic 8 pe scara Mercalli, în timp ce în zona epicentrală din Vrancea intensitatea a fost sub gradul 7.

Totodată, influența acestei amplificări excentrice s-a întins și spre vestul țării, cuprinzând și Oltenia, care până atunci fusese considerată ca zonă slab seismică (gradul 6). În schimb, spre nord (în Moldova) efectele au fost mult mai slabe, rămânând la nivelul de intensitate al cutremurului de origine vrânceană.

b) Ca o consecință a acestei caracteristici, pentru zona orașului București, unde la toate cutremurele majore de tip obișnuit vrâncean din acest secol, atât cel dinainte de 1977 (1940), cât și cele de după 1977 (1986, 1990), intensitățile nu au depășit gradul 7, - la seismul din 4 martie 1977 intensitatea a fost de gradul 8, constituind deci un eveniment seismic unicat în secolul XX pentru această zonă.

c) Perioada de vibrație a solului, în momentele de intensitate maximă a cutremurului, a fost $T_0 = 1,4 \dots 1,5 \text{ sec.}$, deci foarte îndepărtată de cea de $0,2 \dots 0,3 \text{ sec.}$ înregistrată la cutremurele californiene și care s-a regăsit și la București la seismul următor din 1986.

Efectele asupra vibrațiilor construcțiilor, cuantificate prin valorile coeficientului de amplificare dinamică β din expresia forței orizontale de cod, au fost arătate mai înainte la paragr.2.4.3.b. Este locul să le reluăm și aici, având în vedere importanța lor în caracterizarea acțiunii cutremurului din 1977 asupra construcțiilor:

Amplificarea dinamică cea mai importantă a intervenit la construcțiile cu perioade proprii fundamentale de vibrație apropiate de cea maximă a mișcării solului ($1 \dots 1,5 \text{ sec.}$),

adică la clădirile cu structuri flexibile cu 8 ... 10 etaje, precum și la castelele de apă, din care mai multe s-au prăbușit sau au fost grav avariate. Construcțiile în cadre etajate au fost cu atât mai descoperite, cu cât după curbele spectrale din normativele din 1963 și 1970 forțele seismice de cod la care au fost dimensionate aveau valori foarte scăzute. În schimb, clădirile cu structuri rigide, respectiv cu pereți structurali, din zidărie, beton armat monolit sau panouri mari prefabricate de beton armat, cu perioade proprii de vibrație de ordinul a 0,3 ... 0,6 sec., au fost mai puțin afectate.

Caracterul special al cutremurului din 1977 s-a reflectat în următoarele aspecte mai importante din punctul de vedere al comportării clădirilor:

- A fost primul cutremur puternic cu care s-au confruntat construcțiile cu structuri moderne, cum sunt cele din elemente prefabricate sau cu pereți structurali de beton armat, inclusiv cele cu parter flexibil, astfel că a constituit o verificare concludentă a comportării acestora.
- A constituit totodată un prilej de a controla modul cum un mare număr de clădiri proiectate în perioada 1950 - 1977, deci având la bază gradul seismic de calcul 7, s-au comportat la o acțiune seismică de grad superior celui pentru care au fost proiectate, adică de gradul 8. În plus, în special pentru structurile de tip flexibil, valorile coeficientului de amplificare dinamică β au fost mult superioare față de cele date de normativele din 1963 și 1970, după care fuseseră proiectate clădirile respective, astfel că în final cutremurul din 1977 a reprezentat o confruntare cu realitatea a unor construcții cu structuri dimensionate la forțe orizontale mult subevaluate.

2.5.2. Efectele asupra clădirilor vechi (antebelice) cu pereți portanți de zidărie

Este interesant de remarcat că la clădirile vechi, cu pereți portanți din zidărie de cărămidă și chiar la cele cu planșee de lemn, deși s-au produs avarii, uneori importante, atât la pereții structurali cât și la cei nestructurali, nu s-au înregistrat totuși prăbușiri.

La clădirile cu planșee de lemn, fisurile cele mai frecvente au apărut la pereții insuficient lestați, adică la cei paraleli cu direcțiile grinzilor de planșeu și pe care deci nu rezemau decât benzi locale de planșeu. De asemenea, s-au marcat prin fisuri sau desprinderi viciile ascunse ale zidăriilor: intersecții de pereți cu zidăria neșesută, goluri de uși inițiale astupate ulterior cu zidărie. Fisuri frecvente s-au înregistrat și la capetele insuficient ancorate în zidărie ale buiandrugilor.

În fig.2.22 sunt arătate câteva tipuri caracteristice de avarii (fisuri) constatate la pereții portanți și la cei de rigidizare: fisuri la 45° produse de suprasolicitarea la forță tăietoare și care urmăresc conturul rosturilor zidăriei (fig.2.22.a), fisuri verticale din

tendințe de dizlocare la intersecțiile de pereți executate fără țeserea zidărilor (fig.2.22.b), fisuri la 45° la capetele buiandrugilor de lemn sau metalici insuficient ancorați (fig.2.22.c), fisuri în buiandrugii din bolți de zidărie cu intrados plan sau curb (fig.2.22.d).

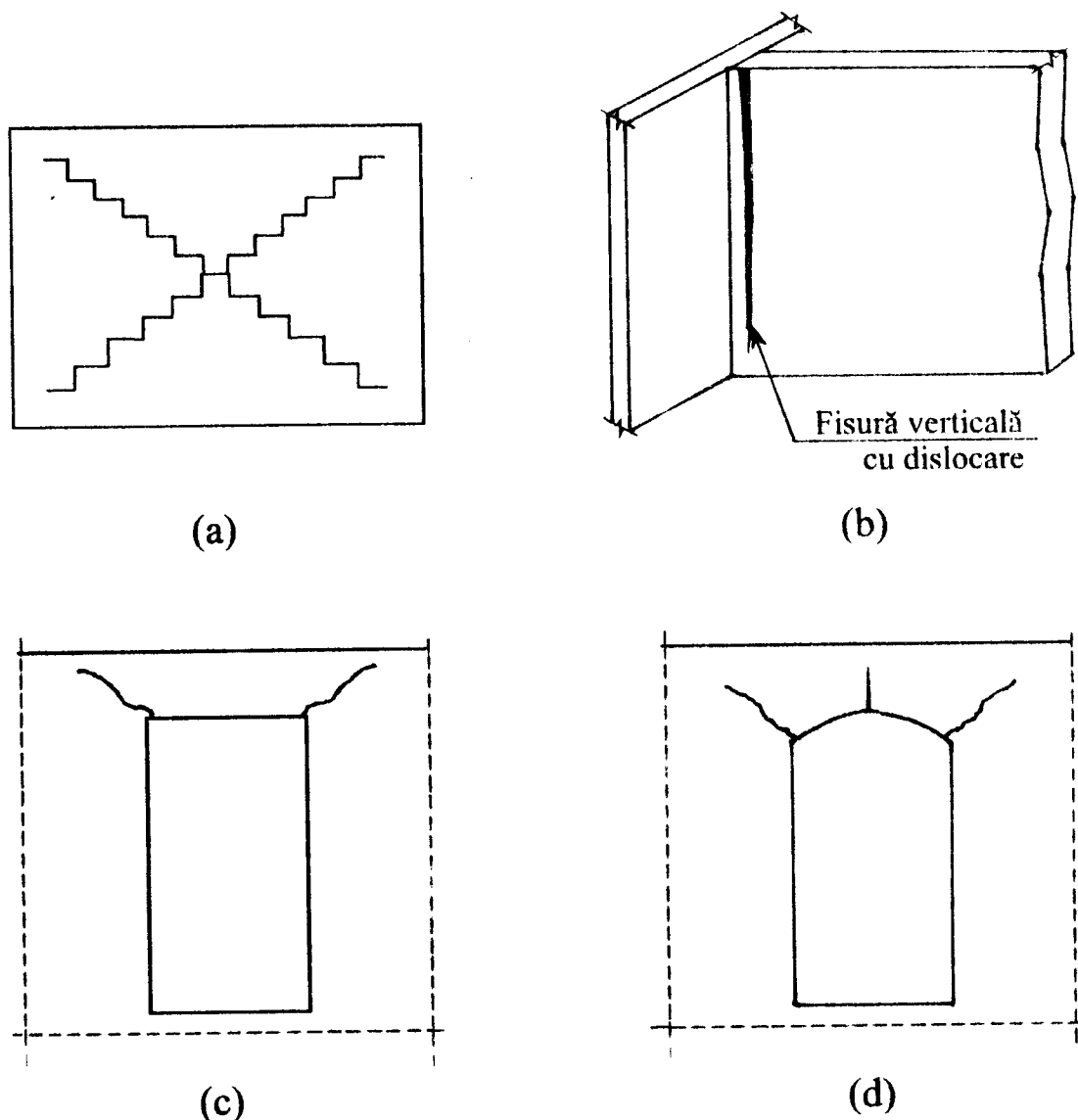


Fig. 2.22

Principalele avarii au apărut însă datorită ancorajelor slabe (uneori inexistente) între planșee și pereți. Din acest motiv, câteodată cumulat și cu lipsa unor pereți transversali de rigidizare suficient de deși, unii pereți perimetrali s-au desprins de restul structurii și s-au înclinat spre exterior.

De asemenea, dizlocarea grinzilor de lemn sau metalice ale planșeelor datorită rezemării lor simple pe pereții portanți, fără asigurarea unor ancorări corespunzătoare, a dus la flexibilizarea planșeelor respective, care cu timpul au început să fie foarte sensibile nu numai la circulație, dar chiar la vibrațiile produse de circulația autovehiculelor pe străzile învecinate și să dea o senzație de insecuritate în exploatare.

Deficiențe de această natură nu s-au manifestat în general la clădirile cu planșee de beton armat.

Accidente locale au apărut și datorită insuficienței ancorării în structură a frontoanelor de zidărie de pe înălțimea podurilor, a aticelor, coșurilor de fum etc.

2.5.3. Efectele asupra clădirilor înalte interbelice cu schelet din grinzi și stâlpi de beton armat

Acest sistem constructiv a fost caracterizat la paragr.2.3.5 din curs, unde s-au subliniat carențele și nesiguranțele lui sub aspectul posibilităților de preluare a solicitărilor seismice.

Cutremurul din 1977 a scos în evidență în mod necrușător aceste carențe, provocând numai în București prăbușirea a peste 30 blocuri din această categorie. Faptul că la cutremurul anterior din 1940 clădirile respective supraviețuiseră, cu excepția unei singure clădiri, cu 12 etaje (blocul "Carlton" de pe Bd. N. Bălcescu, care s-a prăbușit), demonstrează că la un cutremur de gradul 7 și probabil cu o perioadă de vibrație a solului mai joasă, cum a fost cel din 1940, ajunseseră la limita capacității lor de rezistență, iar la cutremurul din 1977, de grad 8 și cu perioadă de vibrație a solului mai apropiată de cea proprie a clădirilor respective, ele nu au mai avut posibilitatea să reziste.

Este unanim recunoscut că ***această categorie de clădiri a fost cea mai puternic lovită de cutremurul din 1977.***

Caracteristica lor principală, așa cum s-a arătat și la paragr.2.3.5, constă în aceea că structurile lor din beton armat, formate din grinzi și stâlpi, s-au dovedit a nu fi apte să preia solicitările produse de cutremure majore, astfel că în realitate aceste solicitări au putut fi preluate numai cu aportul pereților de umplutură masivi din zidărie, care au lucrat ca elemente de contravântuire. De la caz la caz, construcțiile au rezistat la cutremurul din 1977 după cum pereții respectivi au fost întâmplător dispuși avantajos și au fost suficienți ca număr și ca dimensiuni pentru a face față forțelor orizontale.

În afară de cele peste 30 blocuri din această categorie care s-au prăbușit în 1977, au mai rămas în continuare în București un număr de blocuri apreciat la 70...100, cu structuri similare, care sunt periclitare în cazul producerii unui nou cutremur puternic și în consecință reprezintă o primă urgență de luat în considerare în campania de consolidări.

2.5.4. Efectele asupra clădirilor postbelice cu structuri în cadre etajate de beton armat

Față de categoria de la paragraful precedent, clădirile în cadre etajate realizate în perioada 1950 - 1977 au prezentat o situație mai favorabilă, prin:

- respectarea unor reguli de concepție generală constructivă;
- alcătuirea ansamblurilor de grinzi și stâlpi ca subansamble care pot fi denumite cadre, așa cum sunt definite la paragr.2.3.5.;
- folosirea unor betoane de clase mai mari (cel puțin Bc15, iar la clădirile mai înalte cel puțin Bc20);
- verificarea prin calcul la forțe seismice, de mărimea celor prescrise în normativele P.13-63 și P.13-70.

De aceea, deficiențele structurilor în cadre etajate realizate în această perioadă țin mai puțin de aspectul calitativ (de concepție) și mai mult de cel cantitativ, în sensul că **forțele seismice de cod la care au fost verificate au avut valori foarte scăzute**, din motivele arătate mai înainte la paragr.2.5.1. Totodată, la proiectarea lor nu s-a pus încă problema limitării deplasărilor relative de nivel, astfel că structurile respective au rezultat de regulă prea flexibile.

Și la acest tip de structuri aportul favorabil, neluat în considerare la proiectare, dar manifestat în realitate, al pereților nestructurali masivi din zidărie ca elemente de contravântuire, a fost în multe cazuri esențial.

În aceste condiții, este de remarcat și aici că la cutremurul din 1977, la clădirile de locuit cu structuri în cadre etajate de beton armat realizate după 1950 în București, nu s-a înregistrat nici o prăbușire, dar au apărut avarii numeroase și care au fost de natură a scoate în evidență în primul rând că au fost subdimensionate în raport cu cerințele de a rezista în bune condiții la un cutremur cu intensitatea și caracteristicile dinamice ale celui din 1977.

Avarierile sistematice constatate au fost de următoarele tipuri:

a) LA RIGLELE DE CADRU

S-au format efectiv zone plastice la capetele riglelor (fig.2.23), atât la momente negative (fig.2.23.a) cât și la momente pozitive (fig.2.23.b).

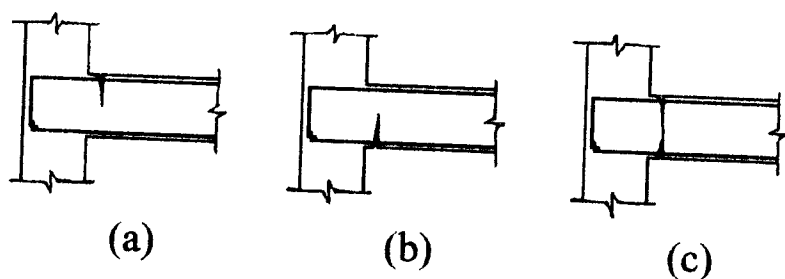


Fig. 2.23

Mai expuse au fost capetele riglelor de cadru la momentele pozitive produse de forțele orizontale seismice, datorită faptului că până în 1977 prescripțiile noastre de proiectare nu avuseseră încă în vedere necesitatea acoperirii acestor momente prin armături suficiente la partea inferioară a secțiunii, ancorate în mod corespunzător dincolo de marginea reazemului, adică în stâlpi sau în câmpurile învecinate ale riglelor. De cele mai multe ori fisurile au apărut ca în fig.2.23.c, atât la momente negative cât și la momente pozitive, astfel că practic au ajuns să se întindă pe toată înălțimea secțiunii riglelor.

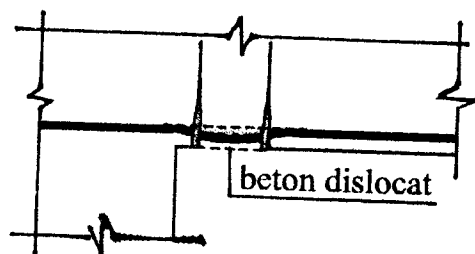


Fig. 2.24

Un fenomen remarcat la unele rigle de cadru a fost deformarea remanentă a armăturilor de la partea inferioară pe reazeme, ca în fig.2.24. La prima vedere, o astfel de deformare dă impresia unei flambări a armăturilor în situația când au fost solitate la compresiune. În realitate, sub acțiunea forțelor orizontale seismice de sens alternant, s-a

produs întâi intrarea lor în curgere la întindere, la moment pozitiv, iar apoi, la schimbarea semnului momentului, devenind comprimate, armăturile nu și-au mai putut relua forma rectilinie, rămânând deformată ca în figură.

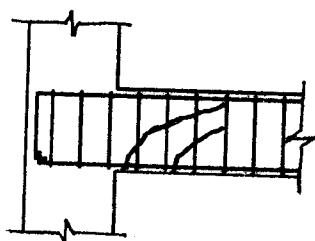


Fig. 2.25

S-au întâlnit și cazuri de fisurare prematură la eforturi principale de întindere în secțiuni înclinate (fig.2.25), denotând un nivel insuficient de asigurare la acțiunea forțelor tăietoare. Cauza rezidă în aceea că în perioada dinainte de 1977 nu s-a cunoscut încă la noi necesitatea asocierii valorilor de calcul ale forțelor tăietoare cu cele ale momentelor de plastificare de la extremitățile riglelor de cadru (v.paragr.1.3.6 din curs).

b) LA STĂLPI

Fisuri în stâlpi au intervenit în cazuri mai rare (fig.2.26):

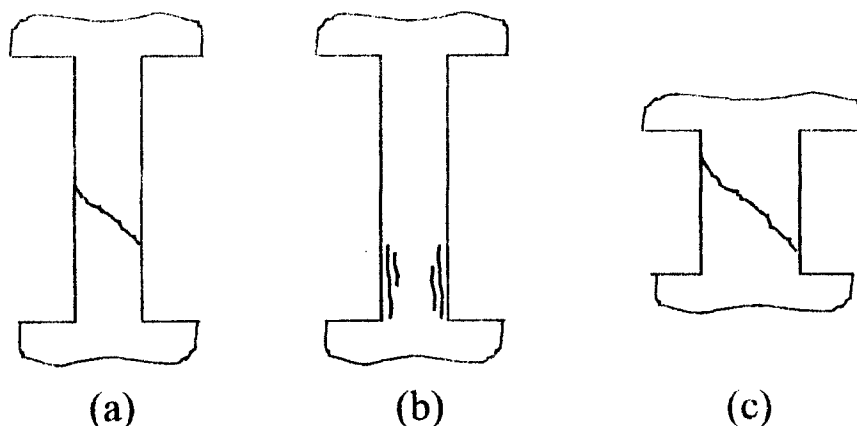


Fig. 2.26

- Acolo unde au fost determinate de intrarea în curgere a armăturilor întinse, fisurile nu au apărut de regulă chiar pe înălțimea teoretică a zonei plastice de la extremitatea inferioară a stâlpilor, ci ceva mai sus (fig.2.26.a), unde sporul local de armături verticale creat de înădăirea lor prin petrecere nu a mai influențat asupra capacității portante. Astfel de fisuri s-au constatat de exemplu în mod sistematic la un șir de stâlpi ai clădirii mai noi a Spitalului Clinic Fundeni, realizată în 1968 - 1970.

- Fisuri verticale ca în fig.2.26.b, denotând apropierea de stadiul de cedare la compresiune și deci deosebit de periculoase, au fost observate foarte rar și anume la stâlpi vizibil subdimensionați sau la care betoanele executate au fost cu mult sub clasa prevăzută în proiect.

- Cedări prin fisurare și dizlocare în secțiuni înclinate la forță tăietoare au intervenit în special la stâlpii scurți (fig.2.26.c).

c) LA NODURILE DE CADRU

Datorită subdimensionării armăturilor de pe reazeme ale riglelor și mai ales a celor de la partea inferioară a secțiunii, solicitările transmise de rigle nodurilor au fost mai mici decât cele capabile ale nodurilor la forță tăietoare, astfel că acestea nu au avut de suferit. Practic nu s-au întâlnit fisurări în interiorul nodurilor.

Aceasta a condus în mod nejustificat la un scepticism față de rezultatele studiilor mai noi din literatura de specialitate americană și neozeelandeză, apărute după 1977 și care atrăgeau atenția asupra pericolului unor cedări în interiorul nodurilor de cadru dacă acestea nu se asigură în mod corespunzător pe baza unei verificări prin calcul la forță tăietoare. Pentru construcțiile proiectate în România după 1977, la care armările pe reazem ale

riglelor au fost substanțial majorate, necesitatea unei verificări prin calcul a nodurilor la cadrele de beton armat a devenit indispensabilă [18].

d) LA CADRELE “UMPLUTE” CU ZIDĂRIE (engl. “infilled frames”).

Aspecte specifice au ieșit la iveală la cutremurul din 1977 la cadrele umplute cu zidărie masivă, cum sunt cele dintre apartamente, din jurul caselor de scări, de la calcane etc. Rețin atenția două aspecte mai importante:

- Panourile de zidărie de umplură (fig.2.27.a) au format împreună cu cadrele care le înrămau elemente de contravântuire, cu o schemă de lucru la forțe orizontale comparabilă cu cea a unei console verticale cu zăbrele (fig.2.27.b), în care zidăria de umplură juca rolul de diagonale comprimate, iar stâlpii și riglele din beton armat constituiau tălpile și montanții. Diagonalele fiind comprimate, montanții (riglele) lucrau la întindere. Fiind totuși armate ca grinzi obișnuite dimensionate la încovoiere, riglele nu aveau în câmp la partea superioară decât armături de montaj. În aceste condiții, din solicitarea axială ca montanț de consolă cu zăbrele au intervenit eforturi de întindere și la partea superioară a secțiunii, pe care armăturile de montaj nu le puteau prelua, astfel că au apărut în mod sistematic fisuri verticale ca în fig.2.27.c.

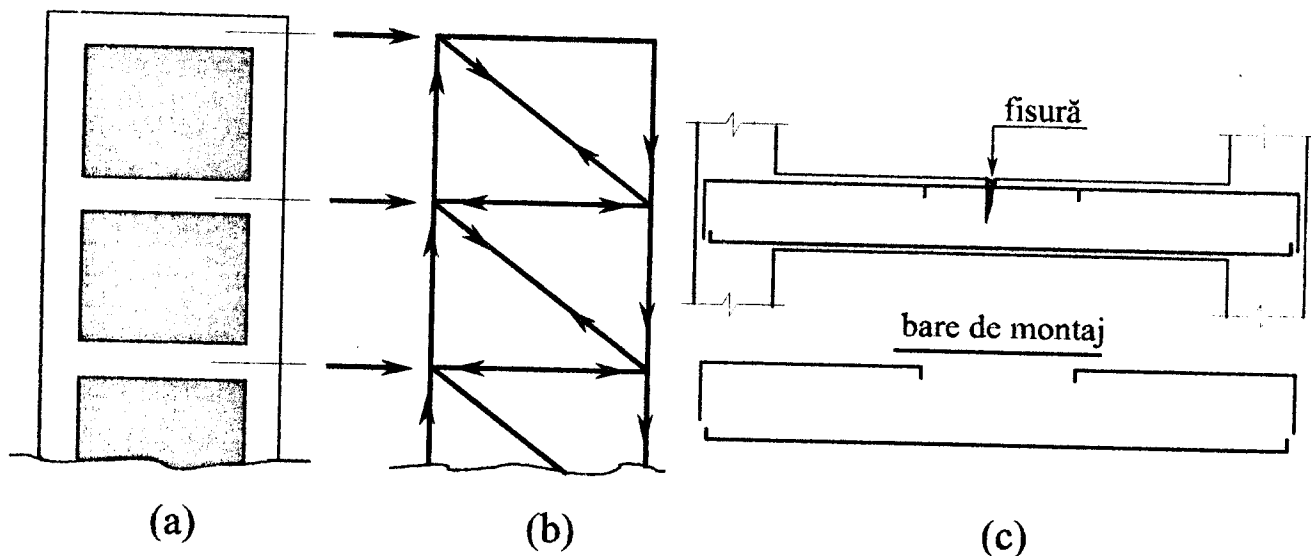


Fig. 2.27

Ca urmare a acestor constatări, în noile prescripții de proiectare de după 1977 s-a introdus obligativitatea ca la cadrele umplute cu zidărie masivă riglele să fie prevăzute cu armare continuă și la partea superioară.

- Prin deformarea ansamblului cadru-zidărie de umplură (fig.2.28), la colțurile la care zidăria intervenea ca diagonală întinsă, neputând prelua eforturile de întindere, zidăria s-a desprins de cadru, astfel că stâlpii au rămas liberi pe o înălțime mică, notată în

figură cu l_s), devenind pe zona respectivă stâlpi scurți. Nefiind armați pentru a face față acestei stări de solicitare, au fisurat în secțiuni înclinate, ca în figură. Având în vedere caracterul alternant al forțelor orizontale seismice, fenomenul s-a produs la toate cele 4 colțuri ale panourilor de zidărie de umplutură.

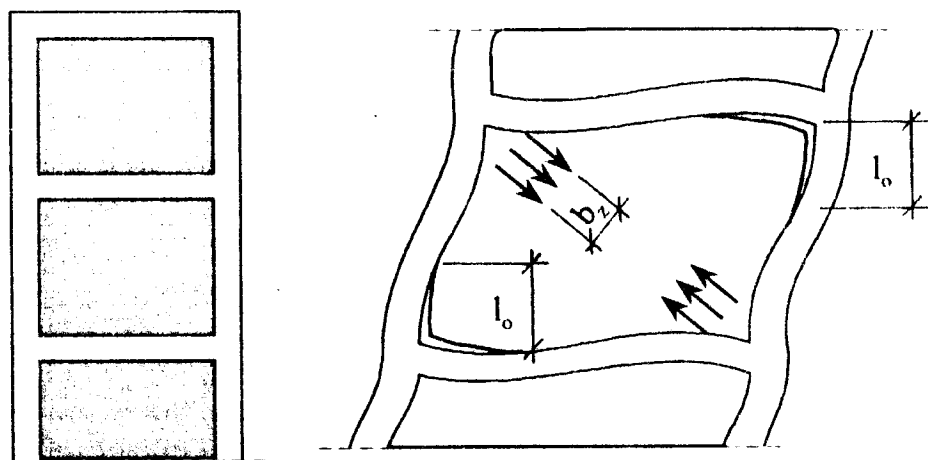


Fig. 2.28

Acolo unde un stâlp era situat la intersecția a două cadre “umplute” perpendiculare între ele, solicitarea a fost și mai defavorabilă, în sensul că la forțe seismice orizontale acționând după o direcție oblică, stâlpii respectivi au devenit solicitați ca stâlpi scurți după amândouă direcțiile. În prescripțiile de după 1977 [26] s-a prevăzut obligativitatea ca la cadrele umplute stâlpii să fie verificați în zonele de colț ca stâlpi scurți și armați în consecință.

e) LA PLĂCILE PLANȘEEELOR

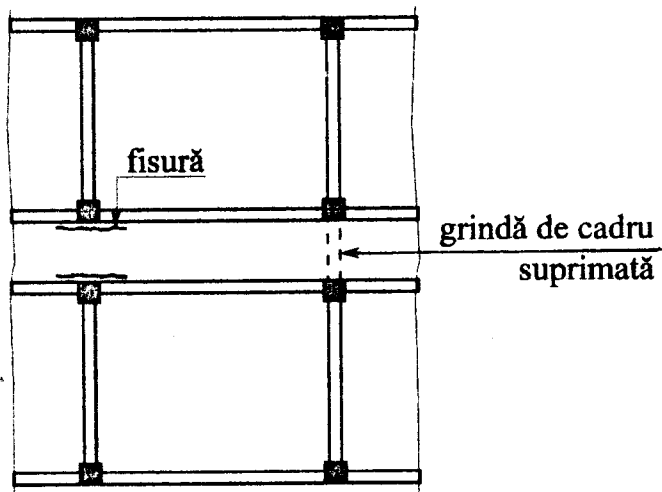


Fig. 2.29

La construcțiile cu disimetrii pronunțate, la care planșeele lucrând ca șaibe orizontale au fost solicitate și la torsiuni generale mai importante, plăcile au prezentat fisuri după direcții variate de la caz la caz.

La unele clădiri cu structură în cadre, cu coridor central ca în fig.2.29, s-a considerat posibil să se renunțe la

prevederea de rigle de cadru și pe deschiderea centrală, deci după direcția transversală

fiecare cadru a fost separat în câte două cadre legate între ele numai prin placa coridorului. Chiar când această placă a fost îngroșată față de restul planșeului, nu a putut de regulă urmări deformațiile structurii în cadre, astfel că au apărut fisuri ca în figură.

2.5.5. Efectele asupra clădirilor cu pereți structurali de beton armat

Dintre construcțiile multietajate cu pereți structurali din beton armat monolit, realizate în perioada 1950 - 1977 în București, la cutremurul din 1977 s-au prăbușit numai două tronsoane (scări) de bloc și anume:

- tronsonul marginal al unui bloc cu pereți structurali duși până la fundații, din cartierul Militari (blocul denumit OD 16);
- tronsonul marginal al unui bloc cu pereți structurali cu parter flexibil, de pe Șos. Ștefan cel Mare, la intersecția cu Str. Lizeanu.

În ceea ce privește blocul OD 16, este de subliniat că în afara tronsonului prăbușit, au fost destul de grav avariate și celelalte tronsoane, la care s-au constatat în pereți structurali fisuri verticale, denotând o stare avansată de suprasolicitare la compresiune și necesitând consolidări imediate.

În afară de aceste cazuri singulare, construcțiile cu pereți structurali de beton armat, inclusiv cele din panouri mari prefabricate, au rezistat în general în condiții satisfăcătoare la acțiunea cutremurului.

a) ELEMENTELE VERTICALE

La elementele verticale (pereți structurali plini, montanții pereților cu goluri) nu s-au constatat avarii în zonele de capăt, care să denote suprasolicitări la moment încovoietor.

Tipul de solicitare la care s-a dovedit însă că pereții structurali din beton armat au fost insuficient asigurați este cel al rezistenței la forță tăietoare. În mod aproape general, au apărut pe inimile pereților fisuri înclinate, unele de importanță majoră.

Motivul principal al comportării mult mai defavorabile la forță tăietoare decât la compresiune excentrică, în condițiile în care până în 1977 nu s-a cunoscut încă necesitatea de a asocia valorile de calcul ale forțelor tăietoare cu cele ale momentelor capabile, a constat în aceea că **momentele capabile ale pereților structurali au fost în realitate superioare celor calculate după prescripțiile anterioare cutremurului din 1977**, atrăgând astfel valori sporite corespunzător ale forțelor tăietoare asociate. Fenomenul s-a manifestat sub forma cea mai amplă în cazul pereților structurali cu secțiuni în formă de T sau

dublu T, cu tălpi foarte late rezultate din legătura cu pereții de pe cealaltă direcție (fig.2.30). La aceasta au contribuit:

- dimensionările în exces, pe considerente constructive, ale armărilor verticale din zonele de capăt;

- considerarea în calcul, după prescripțiile în vigoare la vremea respectivă, a unei lățimi active b_p prea mici pentru talpă (fig.2.30.a), pentru care cercetările experimentale ulterioare au arătat că ar fi trebuit luate în considerare valori mult mai mari (fig.2.30.b) [32].

Lățimea activă reală mai mare a tălpii se reflectă și în situația când aceasta este situată în zona întinsă a secțiunii (fig.2.30.c), prin faptul că atrage după sine o cantitate sporită de armătură întinsă activă și mărește astfel momentul capabil.

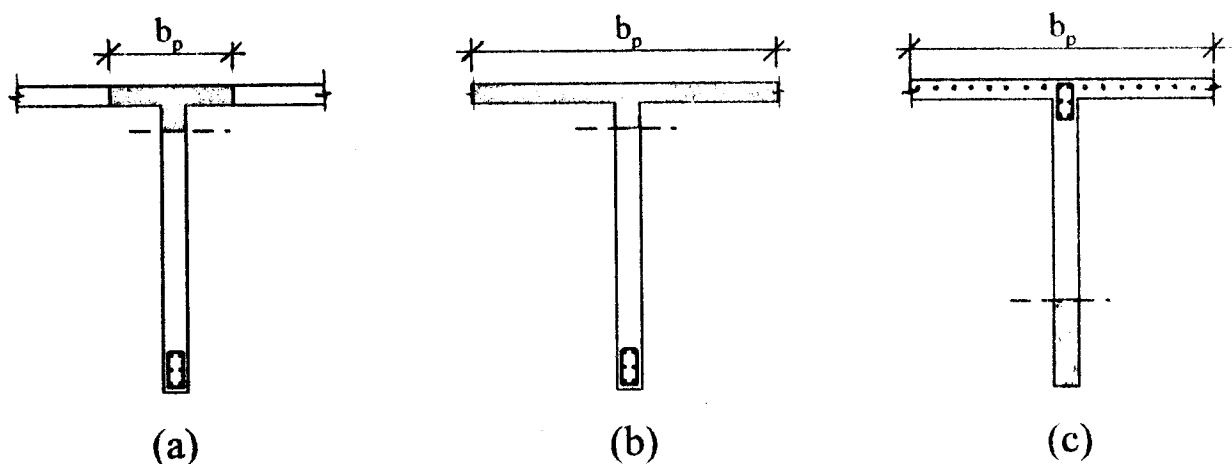


Fig. 2.30

La pereții structurali armați pe inimă cu plase din oțel laminat, deci cu armături ductile, suprasolicitarea la forță tăietoare a determinat deformații mari ale acestor armături, uneori chiar dincolo de limita de curgere și pe care betonul nu le-a putut urmări, ceea ce a condus la apariția fisurilor constatate.

Mai gravă s-a prezentat situația la clădirile mai noi, realizate în ultimii ani dinaintea cutremurului din 1977, datorită introducerii pe scară din ce în ce mai largă pentru armările inimilor pereților structurali a plaselor sudate din sârmă trasă (STNB), care nu sunt ductile și care din acest motiv au ajuns în unele cazuri chiar să se rupă. În asemenea situații, consolidările necesare au fost mai radicale.

Construcțiile cu structură rigidă cu parter flexibil, contrar așteptărilor, nu s-au comportat în general mai defavorabil decât cele cu pereții structurali duși până la fundații. Totuși pe considerentele expuse la paragr.2.4.7.a, ele continuă să reprezinte un sistem

constructiv al cărui grad de asigurare la acțiuni seismice rămâne sub semnul întrebării. Din păcate, odată cu încetarea aplicării acestei soluții în România, începând din anii 1965-1970, nu s-a mai acordat nici un interes cercetărilor teoretice și experimentale în acest domeniu. În orice caz, clădirile cu parter flexibil, în forma în care s-au realizat în anii respectivi, sunt considerate ca periclitare la un viitor cutremur puternic și necesită în consecință lucrări de punere în siguranță, cel puțin la nivelul cunoștințelor și exigențelor noastre actuale.

b) RIGLELE DE CUPLARE

La blocurile de locuințe cu înălțimi de etaj obișnuite (în jurul a 2,70 m interax), factorul determinant pentru comportarea la solicitări seismice a riglelor de cuplare ale pereților structurali cu goluri de uși suprapuse este înălțimea redusă a riglelor, impusă de diferența mică disponibilă între înălțimea etajului și cea a golului de ușă (cca. 50 cm).

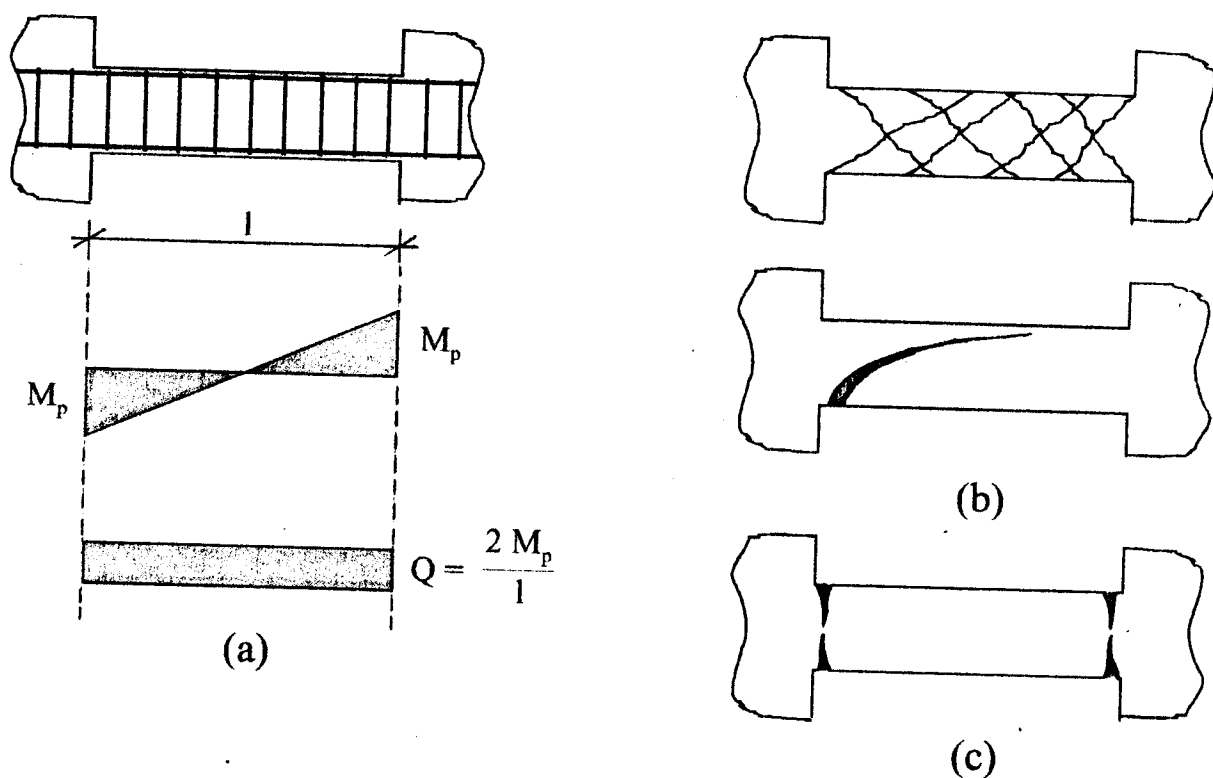


Fig. 2.31

În aceste condiții, capacitatea de rezistență la forță tăietoare este limitată. Pe de altă parte, o caracteristică a riglelor de cuplare o constituie faptul că solicitarea lor din încărcări gravitaționale este practic neglijabilă în raport cu cea din solicitări seismice, astfel că diagrama de momente încovoietoare este practic liniară (fig.2.31.a), cu momente de plastificare la ambele extremități și deci forța tăietoare este constantă pe toată lungimea, ca în figură. În consecință, o deteriorare prematură la forță tăietoare, înainte de atingerea

momentelor de plastificare la capete, devine deosebit de defavorabilă, întrucât afectează întreaga riglă și deci cere o reparație generală după cutremur. În fig.2.31.b sunt reprezentate două forme tipice de avariere la forță tăietoare, constatate frecvent la cutremurul din 1977. Prezintă deci în mod special interes evitarea unei astfel de cedări, în raport cu plastificările la moment încovoietor ale zonelor de capăt, care au un caracter localizat și în consecință reparațiile necesare post-seism sunt tot locale.

Cum forța tăietoare capabilă este limitată, așa cum s-a arătat, datorită secțiunii impuse a riglei, singura cale de a evita o cedare prematură la forță tăietoare este de a nu permite riglei să se încarce cu o forță tăietoare mai mare decât cea capabilă ($Q_{cap} = 2 b h_0 R_t$). Aceasta se realizează prin plafonarea corespunzătoare a momentelor de plastificare de la capete și anume la valoarea:

$$M_{p,max} = \frac{Q_{cap} \cdot l}{2} \cdot \frac{1}{1,25} \quad (2.1)$$

unde 1,25 este coeficientul suplimentar de siguranță pentru forță tăietoare.

Rezultă necesitatea unei plafonări a armării longitudinale superioare și inferioare la:

$$A_{a,max} = \frac{M_{p,max}}{z \cdot R_a} = \frac{Q_{cap} \cdot l}{1,25 \cdot 2 z R_a} \quad (2.2)$$

Această regulă de ierarhizare a capacităților de rezistență - care aici are un sens invers celui obișnuit și anume momentele de plastificare sunt cele care se asociază forței tăietoare capabile - nu erau cunoscute și aplicate înainte de 1977. De aceea, la numeroși pereți structurali cu goluri suprapuse s-au constatat la cutremurul din 1977 avarieri de tipurile din fig.2.31.b, necesitând uneori chiar demolarea și rebetonarea totală a riglelor de cuplare respective.

Este însă de precizat că degradările de tipul fisurărilor sau chiar unor ruperi la riglele de cuplare nu pot fi considerate ca avarieri grave pentru ansamblul structurii, influența lor asupra capacității portante globale și asupra capacității de disipare a energiei induse de cutremur fiind secundară.

2.5.6. Efectele asupra clădirilor postbelice cu pereți portanți din zidărie de cărămidă

Construcțiile obișnuite cu P + 3 ... P + 4 etaje, cu ziduri portante de cărămidă și planșee din fâșii prefabricate de beton armat, realizate în cea mai mare parte după proiecte tipizate, cu forme și structuri ordonate, nu au prezentat la seismul din 1977 defecțiuni

sistematice. Avarii au apărut în cazuri singulare și atunci la zidurile mai puțin lestate, adică la cele paralele cu direcțiile fâșiilor prefabricate de planșee.

2.6. Perioada 1977 - 1990

2.6.1. Prescripțiile de proiectare antiseismică de după 1977 (normativele P.100-78 și P.100-81)

Revizuirea prescripțiilor de proiectare pe baza concluziilor trase la cutremurul din 1977 a început cu **corectarea hărții de macrorăionare seismică a teritoriului țării**, prin noul STAS denumit 11.100/1-77, prin care:

- s-a ținut seama de caracteristicile cutremurului din 1977 (v.paragr.2.5.1.a din curs), în sensul extinderii zonei de influență semnificativă a seismelor vrâncene spre sud-vestul țării, incluzând și o parte din Oltenia și, odată cu aceasta, mărirea gradului seismic de calcul în unele zone, între care pentru București trecerea de la gradul 7 la gradul 8;

- s-au introdus și influențele altor epicentre, cum sunt cele din Iugoslavia, care afectează o parte din teritoriul Banatului.

Noua redactare a normativului de proiectare antiseismică a construcțiilor, intrată în vigoare în 1978 (P.100-78) cuprinde față de edițiile dinainte de 1977 (P.13-63, P.13-70) numeroase și importante îmbunătățiri, între care sunt de menționat în special următoarele:

a) Curba spectrală $\beta = f(T_c)$ a căpătat forma din fig.2.32, care ține seama de faptul că la cutremurul din 1977 amplificările dinamice maxime s-au produs la construcțiile cu perioade proprii fundamentale de vibrație $T_c = 1,4 \dots 1,5$ sec.

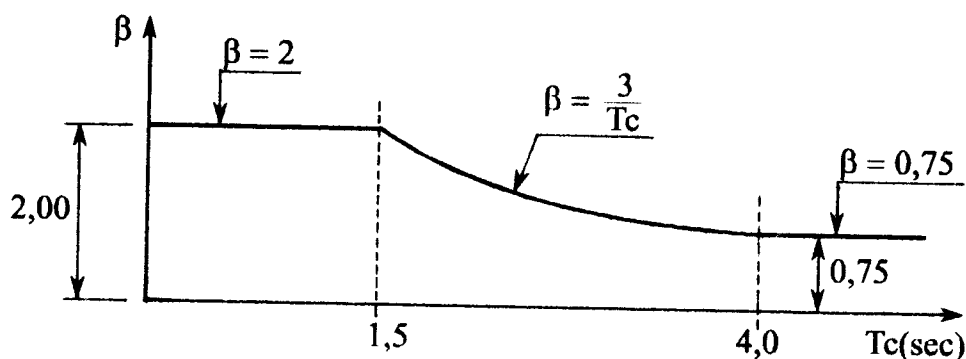


Fig. 2.32

În mod acoperitor, pentru întreaga porțiune a curbei până la $T_c = 1,5$ sec. a fost adoptat $\beta = \text{ct.} = 2,00$.

În fig.2.33 este repetată reprezentarea aceleiași curbe spectrale în comparație cu cele din P.13-63 și P.13-70. Sunt vizibile valorile substanțial sporite rezultate pentru coeficientul β în zona $T_c = 0,80 \dots 1,50$ sec., adică în domeniul structurilor în cadre etajate. De asemenea, se vede că pentru clădirile joase cu structuri rigide ($T_c \leq 0,4$ sec.), valorile β au rămas aceleași ca în normativul P.13-70.

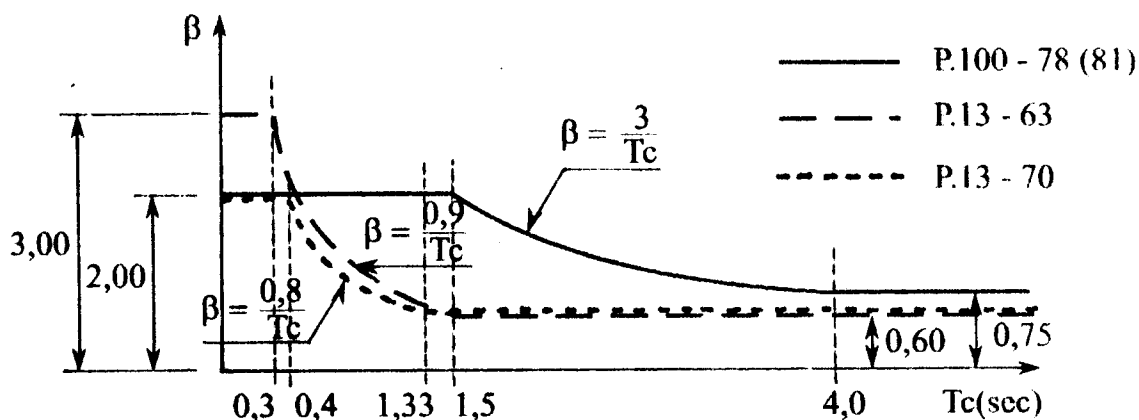


Fig. 2.33

Este de subliniat că prin adoptarea curbei spectrale din fig.2.32 s-a ținut pentru prima dată seama de rezultatele unor înregistrări din România, astfel că reflectă mai realist particularitățile cutremurelor vrâncene.

b) S-au introdus diferențieri ale valorilor forțelor orizontale seismice de cod în funcție de clasele de importanță a construcțiilor, prin mărirea sau micșorarea gradului seismic de calcul cu $1/2$ grad sau un grad întreg. Din acest motiv, deși în harta de macrozonare din STAS 11.100/1-77 zonele sunt caracterizate numai prin grade întregi de intensitate seismică, în normativ valorile k_s s-au dat și pentru diferențe de $1/2$ grad, după cum urmează:

Gradul seismic de calcul	6	$6\frac{1}{2}$	7	$7\frac{1}{2}$	8	$8\frac{1}{2}$	9
k_s	0,07	0,09	0,12	0,16	0,20	0,26	0,32

c) S-a introdus pentru prima dată obligativitatea verificării la forțe tăietoare asociate capacităților de preluare a momentelor încovoietoare.

d) S-a introdus verificarea de rigiditate (limitarea deplasărilor relative de nivel).

e) S-au introdus o serie de prevederi de detaliu specifice structurilor din beton armat, între care și reguli pentru armarea cadrelor umplute cu zidărie, după modelul de lucru ca elemente cu zăbrele arătat în fig.2.27 de la paragr.2.5.4.d.

f) S-au dat prescripții mai detaliate pentru utilizarea și dimensionarea rosturilor antiseismice.

În redactarea următoare din 1981 a normativului (P.100-81) s-au menținut în linii mari aceleași prevederi, inclusiv aceeași formă a curbei spectrale, adoptându-se numai corecturi și completări de detaliu.

Este de remarcat că în nici una din cele două redactări, din 1978 și din 1981, nu au apărut încă în mod explicit noțiunea de ductilitate și cerințele legate de realizarea unui nivel de ductilitate satisfăcător.

2.6.2. Sisteme constructive utilizate curent

Sistemele constructive folosite la clădirile civile etajate în perioada 1977 - 1990 nu au fost modificate esențial față de cele din perioada precedentă. Pot fi menționate următoarele aspecte cu caracter de noutate, derivate din experiența cutremurului din 1977 și din prevederile noilor prescripții de proiectare antiseismică intrate în vigoare după 1977:

a) Comportarea dezastruoasă a clădirilor multietajate antebelice la cutremurul din 1977 a constituit un semnal de alarmă pentru arhitecți, care au început să dea mai multă importanță cerințelor de alcătuire corectă antiseismică de ansamblu a clădirilor, respectiv să resimtă nevoia unei colaborări mai strânse cu inginerii de structuri încă de la stabilirea concepției generale de plan și volumetrică.

b) Gradul de asigurare, la toate sistemele constructive, dar în mod deosebit la structurile flexibile (în cadre) a fost substanțial crescut prin majorarea valorilor forțelor seismice de cod, așa cum se vede din fig.2.33, precum și printr-o serie de măsuri constructive îmbunătățite prevăzute în prescripții, legate de alcătuirea de detaliu a elementelor structurale și de ancorarea pereților despărțitori și de închidere în structura principală de rezistență.

c) Condițiile severe de limitare a deplasărilor relative de nivel impuse de noile prescripții au făcut ca structurile în cadre să devină incomode din punct de vedere funcțional, chiar la clădiri cu numai $P + 3 \dots P + 4$ etaje, deoarece dimensiunile necesare ale secțiunilor stâlpilor și grinzilor au crescut simțitor, ajungând practic prohibitive la construcții cu mai multe niveluri. De aceea, domeniul de utilizare a structurilor în cadre s-a redus mult, în favoarea soluțiilor cu pereți structurali.

2.6.3. Cutremurele din 1986 și 1990

Examenul trecut de construcțiile postbelice din București la cutremurul de grad 8 din 1977 a fost edificator și confirmat de faptul că la cele două cutremure următoare de

grad 7 din 1986 și 1990 degradările construcțiilor au fost minimale, iar victime omenești nu s-au înregistrat deloc.

Dar chiar la construcțiile antebelice, cu toate carențele lor, nu s-a înregistrat nici o prăbușire suplimentară, iar avariile au fost mult mai slabe decât în 1977.

Cutremurele din 1986 și 1990 au fost de tip vrâncean "clasic", cu intensitate maximală în zona epicentrală și descrescândă pe măsura depărtării de această zonă, ca și în 1940. Perioadele proprii cele mai defavorabile ale mișcării terenului au fost joase (0,2 ... 0,4 sec.), astfel că de data aceasta construcțiile mai afectate au fost cele cu puține niveluri, îndeosebi cele pe ziduri portante de cărămidă.

2.7. Perioada actuală (după 1990)

2.7.1. Noile prescripții de proiectare antiseismică de după 1990

a) STANDARDUL PENTRU CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA ELEMENTELOR STRUCTURALE DIN BETON ARMAT (STAS 10.107/0-90)

Pentru construcțiile din beton armat, prescripțiile de calcul și alcătuire existente până în 1990 (STAS 10.107/0-76), inspirate aproape în întregime din normele din fosta Uniune Sovietică, nu conțineau deloc prevederi privitoare la construcțiile situate în zone seismice, acestea fiind date separat în normativul general de proiectare antiseismică (P.100-78, P.100-81).

Pe de altă parte, prin noua hartă de macrorăionare seismică dată în STAS 11.100/1-77, întreg teritoriul României a intrat în categoria zonelor seismice, nemairămânând zone cu grade de intensitate seismică sub 6.

S-a ajuns astfel la situația anormală ca pentru o țară cu întreg teritoriul considerat ca seismic, standardul pentru calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton armat să fie străin de problemele proiectării antiseismice, acestea făcând obiectul altor prescripții. O asemenea separare poate fi considerată justificată pentru țări cu teritorii vaste, din care numai anumite zone locale sunt afectate de cutremure, cum sunt S.U.A. sau fosta Uniune Sovietică. Dar pentru o țară cu suprafață mai mică și integral afectată de cutremure, așa cum este România, a apărut mai adecvat și mai util pentru proiectanți ca toate prevederile referitoare la proiectarea structurilor de beton armat, inclusiv cele dictate de considerente de protecție antiseismică, să fie comasate într-o singură prescripție [5]. Această concepție

îmbunătățită a stat la baza noului standard pentru calculul și alcătuirea elementelor structurale de beton armat, intrat în vigoare în 1990 (STAS 10.107/0-90).

Desigur, o concepție similară ar fi trebuit să fie în mod consecvent aplicată și la structurile din alte materiale, cum sunt cele metalice, de lemn și de zidărie. Până în prezent această corelare este încă în curs de realizare.

În consecință, s-a stabilit ca în normativul general de proiectare antiseismică să se mențină numai prevederile de bază (reguli de alcătuire de ansamblu, determinarea forțelor seismice de cod, stabilirea claselor de importanță a construcțiilor, condițiile de rigiditate și alte prescripții cu caracter comun).

În aceste condiții însă, deși rezultă că toate construcțiile intră sub incidența regulilor de proiectare antiseismică, a fost totuși necesar ca în cadrul aceleiași construcții să se facă deosebirea între elementele care participă la preluarea solicitărilor produse de cutremure și cele care nu participă, respectiv servesc numai pentru preluarea încărcărilor gravitaționale. De exemplu, într-o construcție cu structură rigidă, formată din pereți structurali și cadre intermediare (sau dale groase rezemate direct pe stâlpi), în care rigiditățile dominante sunt cele ale pereților structurali, elementele intermediare (cadre, stâlpi cu dale groase) nu participă practic la preluarea forțelor orizontale seismice, astfel că nu trebuie să respecte aceleași reguli de dimensionare și de alcătuire constructivă ca și pereții structurali.

Gradul de participare la solicitările din acțiuni seismice		Clasa de stâlpi, pentru zona seismică de calcul (v.tabelul de la paragr.1.3.2.a):	
		A ... E	F
participanți la structura antiseismică	stâlpi în care pot interveni zone plastice din acțiuni seismice	A	B
	stâlpi proiectați pentru a rămâne în domeniul elastic sub acțiuni seismice	B	B
	stâlpi care sub acțiuni seismice rămân în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acțiuni le revin solicitări reduse	B	C
neparticipanți la structura antiseismică		C	

De aceea, în STAS 10.107/0-90 prevederile referitoare la dimensionarea și armarea stâlpilor sunt diferențiate în funcție de o clasificare a stâlpilor după gradul de participare la preluarea solicitărilor din acțiuni seismice și de cerințele de ductilitate, în clase denumite A, B și C, în modul arătat în tabelul anterior.

Și pentru celelalte categorii de elemente structurale, cum sunt riglele de cadru, standardul cuprinde prescripții diferențiate după gradul de participare al cadrelor respective la structura antiseismică a construcției. Diferențieri similare apăruseră și la pereții structurali, încă din ediția din 1982 a normativului pentru proiectarea structurilor cu diafragme de beton armat (P.85-82).

Diferite alte prevederi referitoare la elementele structurale care participă la preluarea solicitărilor din acțiuni seismice, mergând de la condiții de calcul până la detaliile de armare caracteristice, sunt cuprinse în întregul conținut al STAS 10.107/0-90.

b) NOUA EDIȚIE A NORMATIVULUI DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ (P.100-91/92)

Ediția din 1991, cu corecturile de detaliu din 1992, a normativului P.100 a adus o serie de elemente de noutate, dintre care câteva mai importante sunt enumerate în cele ce urmează:

- Pentru denumirea zonelor de intensitate seismică de calcul s-au introdus în locul gradelor de pe scara Mercalli notațiile literale de la A la F prezentate în tabelul de la paragraful 1.3.2.a din curs, în care sunt menționate și echivalențele cu fostele grade seismice de calcul. În această nouă scală de intensități, gradul minim a fost ridicat de la 6 la $6\frac{1}{2}$, respectiv valoarea minimă a coeficientului k_s este 0,08. Harta de macrorăionare seismică astfel definită este dată în fig.2.34.

- S-a modificat încadrarea construcțiilor în clasele de importanță. Astfel, clădirile “de urgență” în caz de cutremur, cum sunt cele spitalicești, au fost trecute în clasa de importanță I.

- S-au adus modificări radicale la forma curbelor spectrale. În primul rând, pentru porțiunea intermediară dintre palierale $\beta_{\max}$ și $\beta_{\min}$ s-a adoptat o formă simplificată liniară în locul formei curbe. Pentru București și zonele învecinate, cuprinse în zona de intensitate C, noua formă a curbei spectrale a devenit cea din fig.2.35.

Se observă totodată din figură că s-au mărit valorile extreme ale coeficientului β și anume $\beta_{\max} = 2,5$ în loc de 2,0 și $\beta_{\min} = 1,0$ în loc de 0,75.

ROMANIA

Harta de zonare

seismică

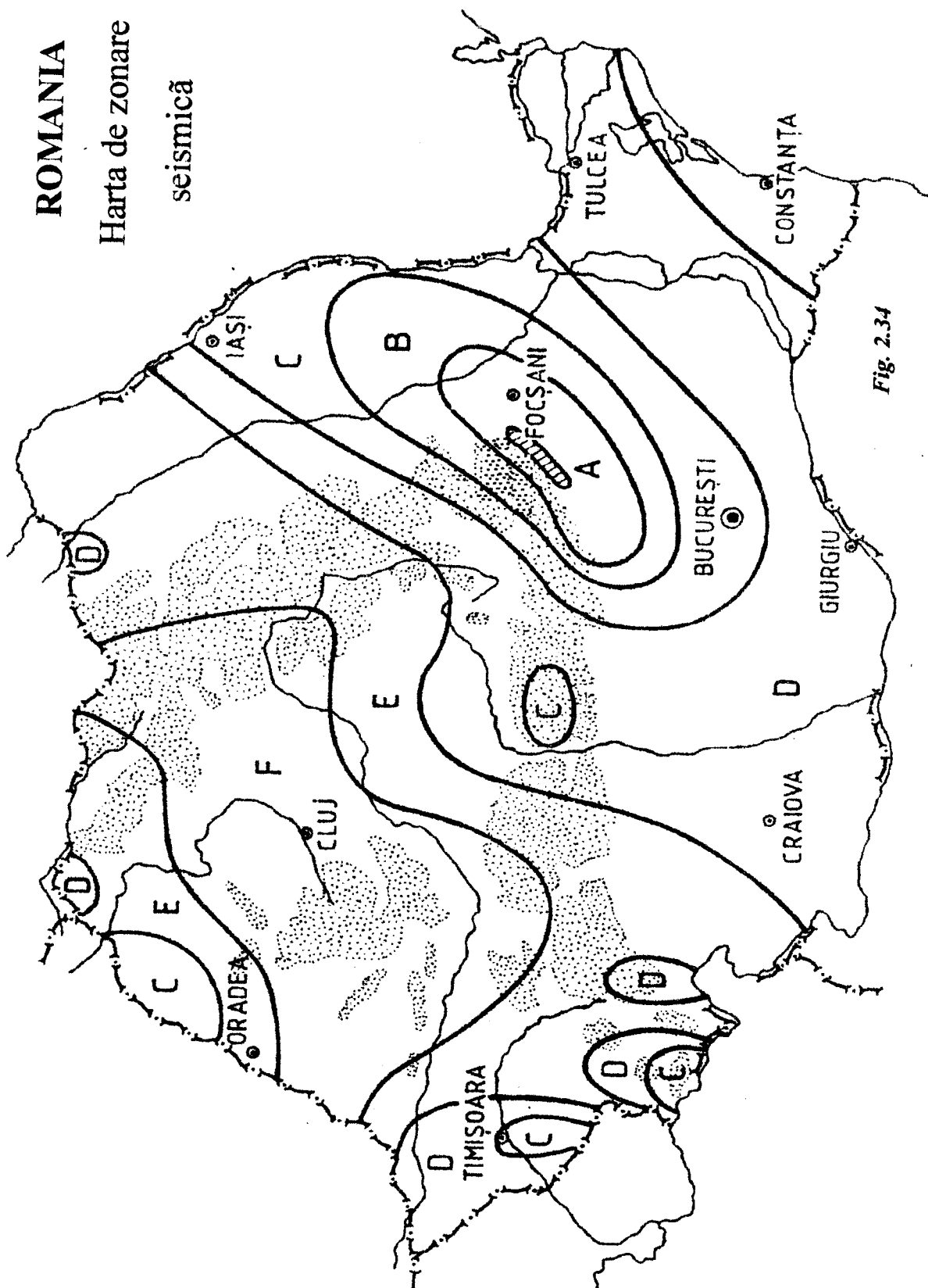


Fig. 2.34

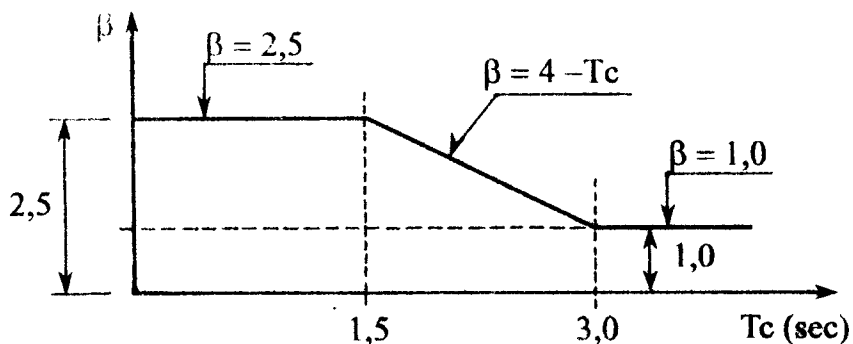


Fig. 2.35

O modificare cu caracter radical constă și în *diferențierea formei curbelor spectrale după regiuni*, ținând seama de specificul relației $\beta = f(T)$ pentru fiecare regiune în parte și anume s-au introdus trei forme de curbe spectrale, ca în fig.2.36.

Normativul cuprinde în anexă, pe lângă harta macrorăionare seismică din fig.2.34, și o hartă suplimentară cu precizarea zonelor pentru care sunt valabile curbele spectrale schematizate (1), (2) și (3) din fig.2.36. În fig.2.37 este reprezentată această hartă.

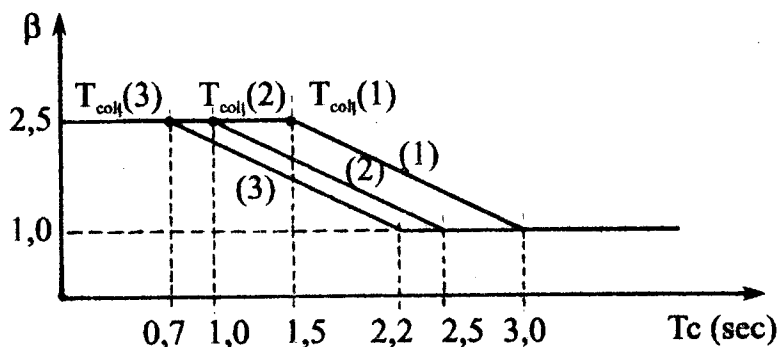


Fig. 2.36

Diferențierea pe regiuni a formei curbelor spectrale a necesitat stabilirea pentru fiecare regiune a limitei palierului $\beta_{\max}$, definită printr-o valoare a perioadei proprii fundamentale care a fost denumită **perioadă de colț** (notată cu T_{col}), întrucât corespunde punctului de frângere a palierului $\beta_{\max}$. În funcție de valorile perioadelor de colț, expresia generală a funcției (liniare) $\beta = f(Tc)$ în porțiunea înclinată dintre $\beta_{\max}$ și $\beta_{\min}$ este:

$$\beta = 2,5 - \frac{Tc - T_{\text{col}}}{1,5 - T_{\text{col}}} \quad (2.3)$$

care, particularizată pentru fiecare din cele trei zone, devine:

- pentru zona (1): $\beta = 2,5 - (Tc - 1,5) = 4,0 - Tc \geq 1$
- pentru zona (2): $\beta = 2,5 - (Tc - 1,0) = 3,5 - Tc \geq 1$
- pentru zona (3): $\beta = 2,5 - (Tc - 0,7) = 3,2 - Tc \geq 1$

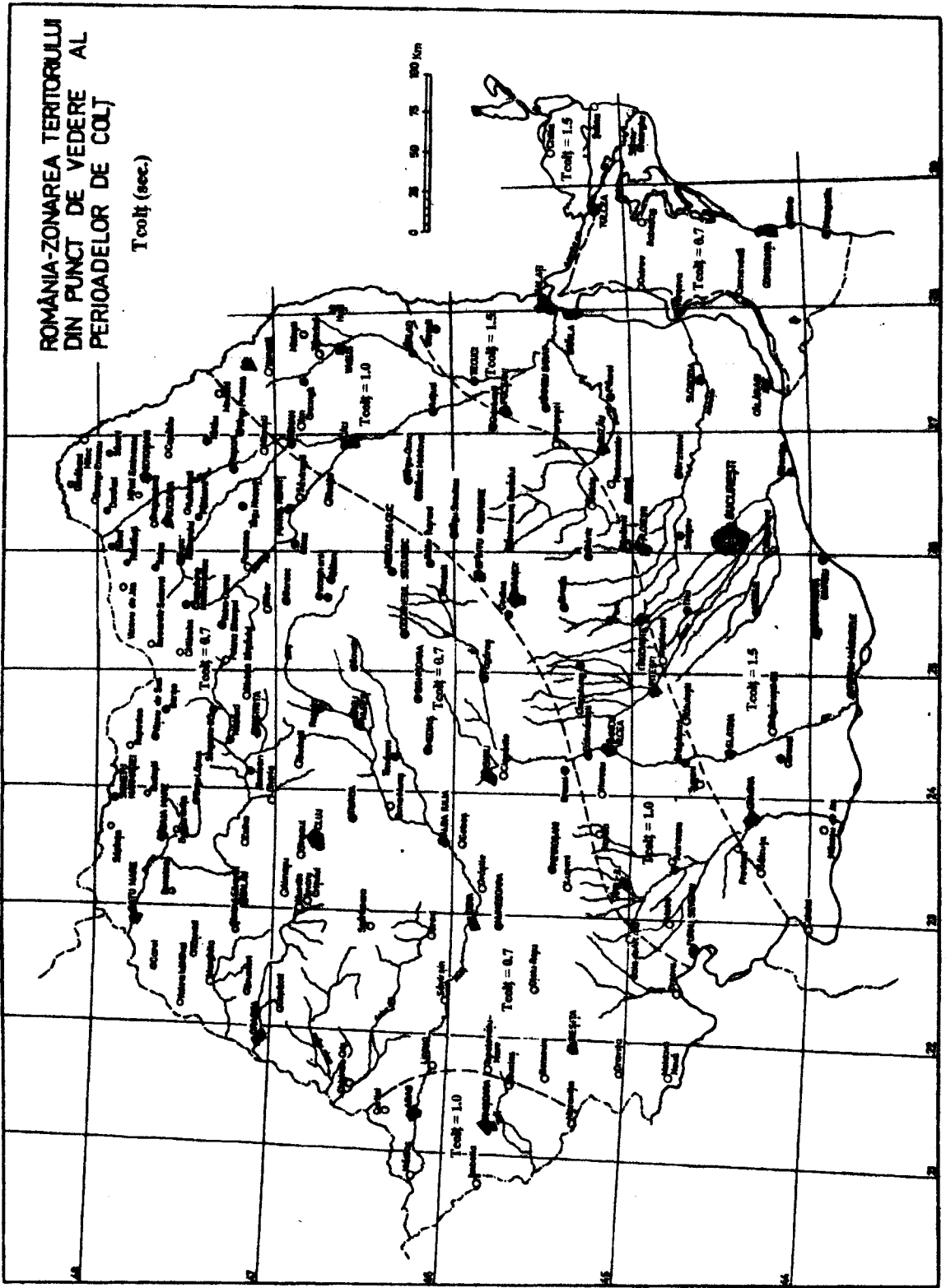


Fig. 2.37

- Au apărut pentru prima dată în prescripțiile noastre de proiectare antiseismică în mod explicit noțiunea de ductilitate, definită prin capacitatea de disipare a energiei induse de cutremur, precum și o serie de prevederi legate de exigențele de ductilitate: dirijarea zonelor plastice potențiale, măsuri de sporire a ductilității în aceste zone, măsuri de evitare a ruperilor cu caracter casant etc.

O dezvoltare specială pe această linie s-a dat enumerării căilor de întărire a zonelor comprimate ale secțiunilor elementelor structurale de beton armat, în vederea sporirii ductilității lor: limitarea nivelului de solicitare la compresiune, armarea mai puternică a zonelor comprimate, evazarea acestor zone la pereții structurali sub forma de bulbi, mărirea clasei betonului, sporirea gradului de confinare prin armături transversale etc.

În esență, este deci pentru prima oară că în normativul de proiectare antiseismică s-a dat importanța cuvenită acestei probleme, care de altfel fusese în prealabil abordată și în STAS 10.107/0-90.

- Consecvent cu principiile arătate mai înainte la paragr.2.7.1.a, prevederile specifice construcțiilor de beton armat au fost transferate în STAS 10.107/0-90, dându-se în normativ numai unele completări apărute ca necesare după intrarea în vigoare a standardului și care formează o anexă a normativului (anexa D).

- S-a dat o dezvoltare mai mare prescripțiilor de proiectare antiseismică pentru structurile metalice.

- Un aspect inovator de primă importanță al normativului P.100-91 (92), legat direct de obiectul prezentului curs, constă în faptul că pentru prima dată normativul nu s-a mai limitat la problemele de proiectare a construcțiilor noi, ci ***s-au introdus și prescripții privitoare la punerea în siguranță a construcțiilor existente.*** În acest sens, normativul a fost completat cu două capitole special rezervate acestei probleme și anume ***cap.11, referitor la expertizarea clădirilor existente și cap.12, referitor la elaborarea proiectelor de intervenții (consolidări și reparații).***

Este locul să subliniem aici că posibilitatea publicării unor astfel de prescripții nu ar fi existat înainte de 1990, întrucât din partea conducerii de stat dinainte de decembrie 1989 existau interdicții în legătură cu consumarea de fonduri de stat pentru ridicarea nivelului de asigurare a protecției antiseismice a construcțiilor existente. Sub noul regim politic, acțiunea de punere în siguranță a construcțiilor existente, atât civile cât și industriale, a căpătat o fundamentare oficială printr-o Hotărâre a Guvernului din 1990, care obliga beneficiarii de construcții să asigure expertizarea acestora și elaborarea documentațiilor necesare pentru începerea lucrărilor de consolidare, acolo unde acestea ar rezulta necesare din concluziile expertizelor tehnice.

De asemenea, după apariția normativului P.100-91, Ministerul Lucrărilor Publice și al Amenajării Teritoriului a instituit o acțiune de atestare a unor experți tehnici care să fie autorizați să elaboreze expertizele necesare referitoare la nivelul de protecție antiseismică a construcțiilor și să verifice proiectele de consolidare întocmite pe baza lor.

- Privitor la expertizarea tehnică a clădirilor existente, în cap.11 al normativului (pentru care o redactarea actualizată a fost aprobată în 1996) se statuează principalele cerințe pe care trebuie să le îndeplinească expertizele și care sunt sintetizate în tabelul următor.

În ceea ce privește partea de fond a examinării construcțiilor și a verificării lor prin calcul, problemele sunt expuse în cadrul cap.1 al prezentului curs.

Cerința	Capitolul din expertiză, după numerotarea din cap.3 al prezentului curs
Conținutul minimal obligatoriu al expertizei tehnice	1 - 11
Denumirile și gradul de obligativitate al procedeelor de investigare utilizate în cadrul expertizelor	5
Criteriile finale de apreciere dacă construcția existentă necesită intervenții structurale (consolidări) pentru mărirea nivelului de asigurare a protecției antiseismice sau sunt suficiente numai reparații, cu menținerea nivelului de asigurare existent.	9
Obligativitatea de a propune soluții de intervenție, acolo unde expertiza le evidențiază ca necesare.	10
Încadrarea construcției existente în clasele de risc seismic, în vederea stabilirii gradului de urgență al intervențiilor necesare în raport cu un cutremur major apropiat.	9

c) NOUA EDIȚIE A NORMATIVULUI PENTRU PROIECTAREA CONSTRUCȚIILOR CU PEREȚI STRUCTURALI DIN BETON ARMAT (P.85-96)

În numeroase cazuri, la clădirile existente se pun probleme de verificare prin calcul a unor structuri cuprinzând pereți structurali din beton armat sau prin soluțiile de consolidare propuse se apelează la introducerea unor astfel de pereți. În consecință, noua

ediție din 1996 a normativului de proiectare P.85 se înscrie printre principalele prescripții care interesează și pentru clădirile existente.

Normativul P.85-96 cuprinde numeroase precizări, completări și modernizări față de ediția precedentă din 1992. Dintre acestea, unele reprezintă inovări importante în raport cu practica tradițională a concepției și calculului construcțiilor cu pereți structurali de beton armat. Astfel:

- S-a pus mai mult accent pe ierarhizarea capacităților de rezistență ale pereților structurali, incluzând și infrastructurile lor, până la nivelul terenului de fundație. Pe linia controlului dirijării zonelor plastice potențiale, s-au introdus gradări mai pronunțate pe verticală ale valorilor coeficienților de suprarezistență θ , așa cum au fost definite mai înainte la paragr. 1.3.5.b din curs și arătate în fig. 1.19, ceea ce influențează în special proiectarea infrastructurilor, putând chiar determina în unele cazuri adoptarea soluției cu radier general, acolo unde după vechile prescripții rezultau suficiente și fundații-bandă individuale.
- S-a urmărit cuprinderea mai fidelă în modelele de calcul a particularităților comportării elementelor de beton armat.

Caracteristici de rigiditate ale secțiunilor	Pereți structurali fără goluri	Montanji extremi ai pereților structurali cu goluri, care din efectul indirect al forțelor orizontale primesc eforturi de:	
		întindere	compresiune
momentul de inerție echivalent (I_e)	$0,7 I_b$	$0,5 I_b$	$0,8 I_b$
aria echivalentă a secțiunii, la compresiune excentrică (A_e)	$0,7 A_b$	$0,5 A_b$	A_b
aria echivalentă la forță tăietoare (A_{fe})	$0,5 A_{fb}$	$0,35 A_{fb}$	$0,7 A_{fb}$

Pe această linie, s-au diferențiat valorile de calcul ale rigidităților pereților structurali în funcție de starea lor de solicitare, respectiv de gradul lor de fisurare (rigidități diferite pentru montanji pereților cu goluri, după cum sunt comprimați sau întinși din efectul indirect al forțelor orizontale și pentru pereții plini, ca în tabelul de mai sus), unde A_b , A_{fb} și I_b sunt valorile corespunzătoare calculate pentru secțiunea de beton brută.

Desigur, această apropiere a calculului de realitate se obține cu prețul unor complicații la stabilirea schemelor de calcul, care pentru același element devin diferite pentru cele două sensuri de acțiune a forțelor orizontale.

Pentru riglele de cuplare valorile I_e / I_b se diferențiază după raportul h_r / l_r (unde h_r = înălțimea secțiunii riglei, l_r = lumina liberă a riglei între montanți), cu relația:

$$\frac{I_e}{I_b} = 0,2 \left[1 + 1,5 \left(\frac{h_r}{l_r} \right)^2 \right] \leq 0,8 \quad (2.4)$$

Pentru mărimile uzuale ale raportului h_r / l_r , rezultă prin aplicarea relației (2.4) valorile I_e / I_b din tabel:

h_r / l_r	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40
I_e / I_b	0,25	0,31	0,40	0,50	0,63	0,79

- S-au introdus valori substanțial sporite pentru lățimile active ale tălpilor la pereții structurali cu secțiuni în formă de T sau I, cu tălpi late.

2.7.2. Soluții constructive curente pentru clădirile noi

Procesul de privatizare a economiei țării început în 1990 și accentuat în ultimii ani a condus la o schimbare a opticii în proiectarea construcțiilor, în primul rând sub aspect funcțional și arhitectural, dar și cu consecințe directe sub aspect structural. Apariția investitorilor și a beneficiarilor particulari a creat o diversitate mai mare de cerințe și totodată exigențe sporite din punctul de vedere al nivelului de confort, al flexibilității funcționale și al aspectului clădirilor.

Se pot evidenția următoarele tendințe principale în ceea ce privește soluțiile constructive:

a) Varietatea de forme și funcțiuni ale clădirilor au redus sensibil posibilitățile de tipizare a deschiderilor și traveelor la clădirile civile etajate, ceea ce a generat o scădere corespunzătoare a utilizării prefabricatelor de beton armat uzinate. Structurile de bază au rămas cele din beton armat monolit, prefabricarea limitându-se la elementele de planșeu, în special sub forma de predale.

b) Structurile pe ziduri portante de cărămidă și-au pierdut din domeniul de utilizare, chiar la clădiri cu puține niveluri, datorită lipsei de flexibilitate funcțională. Obligatorietatea de a avea pereții interiori portanți suprapuși pe verticală la toate nivelurile nu permite variația de la un nivel la altul a planurilor apartamentelor după dorințele beneficiarilor, iar necesitatea prevederii de pereți interiori de rigidizare destul de deși creează de asemenea servituți în distribuția spațiilor.

La aceste aspecte cu caracter funcțional s-a adăugat și experiența privind comportarea nesatisfăcătoare a clădirilor cu ziduri portante de cărămidă la solicitări seismice. Deși la aceste clădiri, așa cum s-a arătat mai înainte, în București nu s-au semnalat prăbușiri la cutremurele majore recente, ele au prezentat totuși avarii numeroase, necesitând reparații costisitoare și incomode.

c) Soluțiile cu pereți structurali din beton armat s-au impus sub toate aspectele, atât funcțional cât și structural, în raport cu cele în cadre. Renunțarea - pe deplin justificată - la magazinele foarte mari amplasate la parterul blocurilor de locuințe a eliminat și acest domeniu de folosire a structurilor în cadre.

Totodată, prescripțiile mai recente de proiectare antiseismică, prin condițiile foarte severe de limitare a deplasărilor relative de nivel pe care le-au introdus, au făcut ca structurile în cadre etajate să devină în multe cazuri practic prohibitive.

d) La construcțiile multietajate cu pereți structurali din beton armat, au început să fie evitate soluțiile cu pereți având secțiuni cu tălpi foarte late rezultate din legătura între pereții longitudinali și cei transversali, care prezintă dezavantajele arătate mai sus la paragr.2.5.5. Pe aceste considerente, câștigă teren din ce în ce mai mult sistemele cu pereți structurali individuali, de tip "halteră", dezvoltăți pe câte o singură deschidere sau travée și cu bulbi la capete ca în fig.2.38.

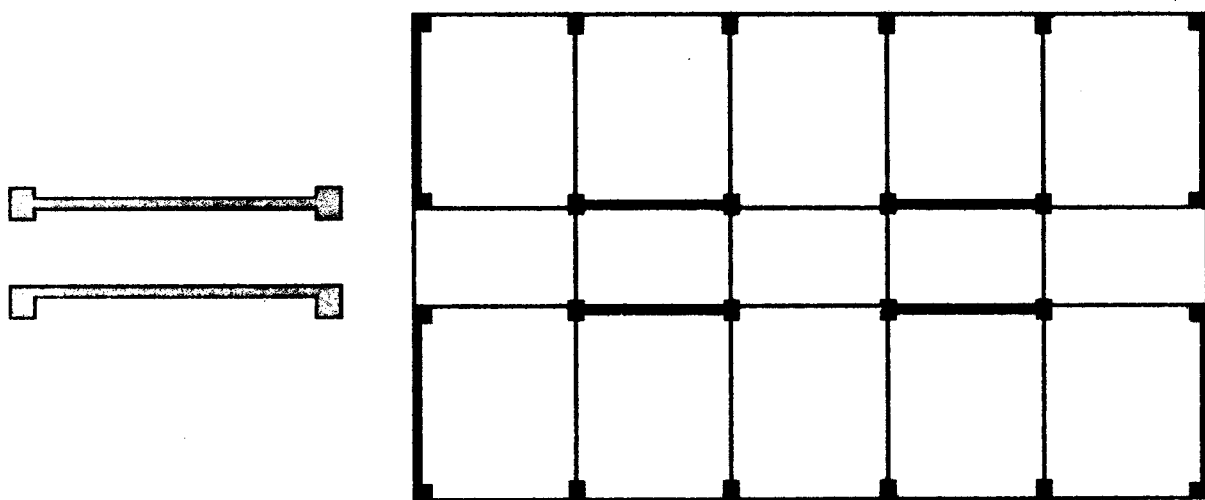


Fig. 2.38

e) Pe considerente legate de o libertate mai mare de dispunere a pereților despărțitori și a mobilierului, se preferă soluțiile constructive în care în interiorul apartamentelor nu se prevăd grinzi la planșee, ceea ce la construcțiile cu pereți structurali este ușor realizabil. Pe acest criteriu, se impun tot mai mult soluțiile cu planșee - dală, fără grinzi, rezemate direct pe pereții structurali și pe stâlpii intermediari.

f) O piedică în realizarea unor cutii spațiale rigide ca infrastructuri ale construcțiilor cu pereți structurali rari o constituie exigența majorității investitorilor și a organelor de urbanism ale municipalităților de a se prevedea la subsolurile clădirilor multietajate garaje nedivizate în boxe, deseori chiar extinse pe două niveluri subterane. Aceasta generează necesitatea unei alcătuirii foarte atente a infrastructurilor respective, pentru a-și îndeplini în condiții satisfăcătoare funcția de transmitere la teren a încărcărilor, inclusiv a celor produse de forțele orizontale seismice.

g) În ultimii ani, în București au început să se execute și clădiri cu înălțimi foarte mari (peste 30 niveluri), la care necesitatea limitării dimensiunilor secțiunilor elementelor verticale a condus la extinderea utilizării betonului cu armătură rigidă (BAR). De asemenea, la unele clădiri cu peste 10 niveluri, cum este noul hotel "Mara" de la Sinaia, s-au făcut primii pași și către utilizarea de structuri metalice.

2.7.3. Reabilitarea clădirilor existente avariate de cutremure

Apropierea iminentă a unui viitor cutremur major, care pe considerente de periodicitate este posibil să se producă în prima decadă a secolului viitor, a făcut ca acțiunea necesară de punere în siguranță a clădirilor existente cu nivel mai scăzut de asigurare a protecției antiseismice să capete un caracter mai acut.

Totodată, având în vedere fondurile foarte mari pe care le-ar necesita o astfel de acțiune dacă s-ar extinde la totalitatea construcțiilor care necesită intervenții în această direcție, devine deosebit de importantă stabilirea unui prim lot de clădiri, estimate a fi cele mai periclitate în cazul unui viitor cutremur puternic și concentrarea fondurilor necesare pentru punerea lor în siguranță cu caracter de prioritate imediată, adică în decurs de cel mult 3 - 4 ani.

În această categorie intră:

- clădirile multietajate construite în perioada interbelică, cu structură din grinzi și stâlpi de beton armat, al căror număr în București s-a apreciat a fi sub 100;
- alături de acestea, se situează cazul mai rar întâlnit, dar cu un grad ridicat de pericolozitate în raport cu un nou cutremur, al construcțiilor multietajate mai vechi (cu 5 - 6 niveluri), cu ziduri portante de cărămidă;
- dintre construcțiile postbelice, cele cu structură rigidă cu parter flexibil, având la parter spații comerciale.

Acțiunea de identificare a acestor categorii de clădiri, de elaborare a proiectelor de consolidare și de procurare a fondurilor de stat necesare este în curs, sub coordonarea Ministerului Lucrărilor Publice și al Amenajării Teritoriului.

CAPITOLUL 3

EXPERTIZAREA CLĂDIRILOR EXISTENTE

3.1. Necesitatea și obiectul expertizelor tehnice.

3.1.1. În problemele legate de structurile de rezistență ale clădirilor existente, nevoia de o expertiză tehnică, adică de un aviz scris al unui specialist de calificare superioară, atestat oficial ca expert în acest domeniu, intervine ori de câte ori este necesar să se efectueze verificări și să se propună luarea de decizii privitoare la siguranța folosirii în continuare a construcției în cauză. Astfel de situații pot apărea în cazuri foarte variate, dintre care pot fi menționate următoarele, mai frecvent întâlnite:

a) intenția beneficiarului de a schimba destinația întregii construcții sau a unor din încăperi, cu implicații asupra încărcărilor utile (montarea de utilaje grele sau care produc trepidații, amplasarea de spații de depozitare cu încărcări mari, modernizări ale finisajelor care duc la creșterea încărcărilor, cum ar fi placări de marmură, etc.) sau care generează acțiuni de altă natură ce ar putea afecta structura de rezistență (radiații, degajări chimice corozive);

b) necesitatea funcțională de a se desființa unii pereți interiori, pentru care trebuie să se clarifice în ce măsură au și un rol structural (de portanță sau de rigidizare);

c) intenția de a se supraetaja construcția existentă;

d) detectarea în cursul exploatării clădirii a unor vicii la structura de rezistență, fie inițiale, datorate unor defecte de execuție, fie apărute în timp, datorită unor factori cum ar fi: tasări inegale ale terenului de fundație, acțiuni corozive sau dinamice (trepidații în construcție sau în vecinătatea ei) sau din alte cauze;

e) constatări ale beneficiarului sau ale organelor de control tehnic care duc la suspiciuni că structura sau unele elemente ale ei ar fi subdimensionate sau că o construcție învecinată ar putea prezenta pericol pentru construcția în cauză;

f) clădiri care în urma unor accidente grave sau unor calamități naturale (incendii, inundații, alunecări de teren) au suferit stricăciuni și necesită o verificare a siguranței în noua situație creată de acestea.

3.1.2. Pe lângă cazurile enumerate mai sus, o situație aparte prezintă construcțiile situate în zone seismice, pentru care legislația în vigoare în România începând din 1990 obligă pe toții beneficiarii să asigure o expertizare tehnică a construcțiilor, destinată a

stabili dacă gradul lor nominal de asigurare față de viitoare cutremure puternice este corespunzător cerințelor prescripțiilor tehnice și a propune, acolo unde rezultă necesar, măsuri de intervenție structurală pentru ridicarea nivelului de asigurare.

Obiectul cursului de față se limitează la acest din urmă caz, însă la expertizele ce se efectuează în legătură cu gradul de protecție antiseismică, specialiștii care le elaborează sunt datori să semnaleze și orice alte deficiențe sau probleme pe care le întâlnesc, legate de siguranța construcțiilor respective.

3.2. Corelarea între expertizarea structurală și expertizarea funcțională

În numeroase cazuri, în special la construcțiile publice (spitale, clădiri administrative sau ale instanțelor juridice, școli etc.), expertizarea structurală este prilejuită de necesitatea unei revizii generale a clădirii în scopul modernizării și refuncționalizării ei. Aceasta poate include o bună parte din aspectele enumerate mai înainte la paragr.3.1.1, dar în mod mai general comportă un studiu de aducere a funcționalității clădirii la nivelul cerințelor actuale și de viitor, adică o *expertiză funcțională*. În mod firesc, expertiza structurală trebuie să se coreleze cu cea funcțională, pentru ca pe de o parte să țină seama de cerințele funcționale care afectează structura existentă și să se pronunțe asupra implicațiilor structurale ale eventualelor modificări propuse, iar pe de altă parte eventualele elemente de consolidare care s-ar propune din punct de vedere structural să nu fie poziționate în contradicție cu fluxul funcțional.

Ambele tipuri de expertize (din care cea funcțională se referă după caz și la eventualele schimbări necesare la instalații), corelate între ele și însoțite de datele economice de evaluare a costului lucrărilor de transformare și consolidare propuse, trebuie să constituie în cele din urmă un *studiu de fezabilitate* cu caracter complex, care să fie supus spre decizie beneficiarului.

3.3. Organizarea și conținutul unei expertize structurale.

Se recomandă ca raportul de expertiză să fie organizat după cum urmează:

Cap.1 (Obiectul expertizei) trebuie să conțină datele contractuale pe care se bazează elaborarea expertizei, precum și scopul în care se efectuează. În cazul când beneficiarul solicită și transformări, modernizări, refuncționalizări etc. ale clădirii, acest

capitol trebuie să cuprindă și tema corespunzătoare și trimiterea la actul prin care a fost propusă sau însușită de beneficiar.

Cap.2 (Datele pe care se bazează expertiza tehnică) conține enumerarea tuturor documentelor și informațiilor de care s-a dispus și anume:

a) Documente puse la dispoziție de beneficiar (proiectul construcției, sau în lipsa acestuia releveul de arhitectură și cel al structurii de rezistență). În situațiile când astfel de date lipsesc, ceea ce reprezintă un caz curent la clădirile vechi, trebuie să se menționeze că releveele necesare au fost întocmite în cadrul expertizei tehnice.

b) Date asupra terenului de fundație. Ca și la pct.(a), dacă astfel de date nu există la beneficiar, trebuie să se menționeze că avizul geotehnic a fost întocmit în cadrul expertizei și se atașează în copie ca anexă la raportul de expertiză. Este de asemenea necesar să se precizeze aici ce informații au stat la baza avizului geotehnic (date de la construcții învecinate, sondaje sau foraje executate).

c) Deplasări ale expertului la fața locului, cu examinarea vizuală a clădirii și eventuale sondaje și decopertări executate pentru detectarea elementelor structurale, precum și informații luate de la personalul tehnic sau administrativ al beneficiarului cu privire la istoricul construcției: perioada când a fost realizată, eventualele transformări survenite pe parcurs, comportarea la cutremurele anterioare, lucrări de reparații și consolidări efectuate după cutremure etc.

d) Încercări nedistructive, dacă au fost făcute.

e) Specificarea faptului că în cadrul expertizei au fost efectuate verificări prin calcul ale structurii, atât pentru construcția în starea ei actuală, cât și în situația de după introducerea transformărilor cerute prin temă de beneficiar. De asemenea, dacă s-au propus măsuri de consolidare, este necesar să se arate că s-a reluat verificarea prin calcul și pentru construcția după consolidare, pentru a controla dacă măsurile propuse ridică gradul de asigurare al construcției la nivelul cerut de prescripții.

Cap.3 (Descrierea construcției) este de dorit să fie divizat în următoarele subcapitole:

a) Amplasamentul și alcătuirea generală a clădirii (număr de niveluri, forma în plan, eventuala împărțire în corpuri, deschiderile și traveele caracteristice, înălțimile nivelurilor, alte particularități funcționale).

b) Istoricul construcției, pe baza datelor menționate mai sus la cap.2.b din raport și a altor informații ce s-au deținut; modificări introduse pe parcursul funcționării; precizarea dacă clădirea este sau nu încadrată ca monument istoric sau de arhitectură.

c) Alcătuirea structurii de rezistență (elemente portante verticale, planșee, scări) și a pereților nestructurali exteriori și interiori.

d) Sinteza și concluziile avizului geotehnic, cu privire la stratificația și natura terenului de fundație, nivelul apei subterane, eventualul caracter agresiv al acesteia, presiuni maxime admise pe teren pentru încărcări verticale.

e) Cota de fundare și alcătuirea constructivă a fundațiilor.

f) Date descriptive succinte asupra altor elemente ale construcției, ca: șarpanta acoperișului, învelitoarea, finisajele etc.

Proiectul sau releveele de arhitectură și de structură pentru clădirea existentă, care ilustrează acest capitol, se anexează la raportul de expertiză, fiind citate în text după necesitate.

Cap.4 (Modificări funcționale cerute de beneficiar - dacă este cazul), pe baza temei menționate în cap.1. Se atașează ca anexă la raportul de expertiză și planurile cu modificările introduse, având acordul scris al beneficiarului că răspund cerințelor formulate prin temă.

Cap.5 (Procedee de investigare utilizate pentru structura de rezistență)

În ediția recentă din 1996 a capitolului 11 din normativul de proiectare antiseismică P.100-92 [26], referitor la expertizarea clădirilor existente, procedeele de investigare din cadrul expertizelor tehnice se clasifică în următoarele 3 categorii:

a) **Evaluarea calitativă**, denumită **procedeele E.1**, conține constatările și comentariile rezultate din examinarea soluțiilor din piesele desenate ale proiectului sau releveului, precum și din examinarea vizuală a construcției la fața locului și din informațiile luate de la beneficiar cu privire la istoricul construcției și la comportarea ei la cutremurele anterioare.

b) **Evaluarea analitică**, denumită **procedeele E.2**, cuprinde verificările prin calcul. După nivelul de aprofundare a calculului, procedeul E.2 se subîmparte în:

- procedee simplificate, utilizate în mod uzual (E.2a) ;
- procedee speciale mai aprofundate, de calcul în domeniul neliniar, la solicitări statice (E.2b) sau dinamice (E.2c).

Oportunitatea utilizării acestora din urmă este lăsată la latitudinea expertului.

Particularitățile verificărilor prin calcul sunt arătate pe larg în cap.1.3- 1.5 ale cursului.

Un element de noutate important apărut în ediția recentă a cap.11 din normativul P.100-92 [26] constă în libertatea care se lasă expertului de a renunța la verificările prin calcul, limitându-se la examinarea calitativă. Se au în vedere situațiile în care, prin valorificarea rezultatelor de la alte cazuri asemănătoare expertizate anterior, se ajunge la concluzia că rezultatele unei verificări prin calcul sunt practic previzibile. Desigur că aici intervin cu o pondere majoră experiența și responsabilitatea expertului.

c) Încercări nedistructive. Acestea se referă în primul rând la construcțiile din beton armat, pentru care astăzi se dispune de procedee suficient de simple și de largă utilizare pentru astfel de încercări (sonometrie, sclerometrie).

Ele se aplică după necesitate de la caz la caz, în situațiile când lipsesc date asupra calității betoanelor puse în operă și se consideră că acestea pot fi decisive pentru construcțiile expertizei.

De asemenea, când este nevoie, se poate apela și la detectarea numărului și poziției barelor de armătură, cu ajutorul pahometriei.

În cap.5 al raportului de expertiză este necesar să se precizeze care dintre procedeele de investigare enumerate mai sus au fost utilizate și pe ce considerente, pornind de la prevederile prescripțiilor, după care procedeele E.1 și E.2a sunt cele minimale obligatorii (cu observația citată în ceea ce privește posibilitatea de a se renunța în unele cazuri la verificările prin calcul).

Cap.6 (Evaluarea calitativă - procedeul E.1)

S-a arătat mai înainte că evaluarea calitativă se referă atât la proiect (sau relevu), cât și la situația constatată la fața locului.

Pe baza examinării planurilor, se pot trage unele prime concluzii în ceea ce privește modul cum alcătuirea de ansamblu a clădirii se situează în raport cu cerințele unei comportări favorabile la acțiunea încărcărilor gravitaționale și a solicitărilor seismice, adică în problemele concepției constructive de ansamblu, tratate în cap.1.2 al cursului.

Din examinarea vizuală a clădirii la fața locului și din informațiile și documentele avute la dispoziție, rezultă constatări cu privire la starea actuală a structurii de rezistență și a elementelor nestructurale și la comportarea la cutremurele anterioare, avarii apărute, eventualele reparații și consolidări executate după ultimele cutremure.

De multe ori, avariile produse de cutremurele din 1977, 1986 și 1990 sunt în cea mai mare parte ascunse de refinișările executate între timp. O decopertare completă a

elementelor structurale prin înlăturarea finisajelor, inclusiv a tencuielilor, reprezintă de regulă o operațiune de anvergură, care depășește posibilitățile și timpul disponibil în cadrul unei expertize tehnice. De altfel, nici pe durata fazei următoare, proiectul de consolidare, această operațiune nu poate fi în totalitate efectuată, astfel că rămâne să fie definitivată pe parcursul execuției lucrărilor de intervenție preconizate.

La construcțiile cu schelet din grinzi și stâlpi de beton armat, realizate înainte de 1940, este importantă și relevarea nivelului de avariere a pereților neportanți din zidărie, care constituie un indicator al gradului în care aceștia au participat la preluarea solicitărilor seismice, suplinind capacitatea de rezistență insuficientă a structurii de beton armat.

Acolo unde avariile sunt vizibile sau pot fi puse în evidență prin decopertări locale, este de dorit să se întocmească relevee ale acestor avarii, care să fie figurate în planșe atașate raportului de expertiză.

În cadrul evaluării calitative a construcției, este necesar să se examineze și să se tragă concluzii și cu privire la starea de degradare prin coroziune în timp a unor elemente structurale, cum sunt în special cele din lemn sau metalice. Dar probleme de această natură pot interveni și la elementele de beton armat. Este de menționat ca exemplu în acest sens cazul corpurilor laterale ale Casei Presei Libere din București, care cuprind și atelierele de tipografie și unde cu ocazia expertizării structurii de rezistență după cutremurul din 1977 a fost constatat un stadiu avansat de degradare a planșelor de beton armat datorită infiltrațiilor de ulei de la mașinile poligrafice.

Evaluarea calitativă trebuie să se extindă și la semnalarea elementelor nestructurale defectuos ancorate în structura de rezistență, cum sunt frontoanele de zidărie la clădiri cu pod înalt, coșurile de fum, aticele, diverse ornamente arhitecturale.

În concluzie, evaluarea calitativă trebuie să ofere o imagine care să poată fi confruntată și cumulată cu rezultatele verificărilor prin calcul, în vederea tragerii de concluzii asupra nivelului de asigurare a protecției antiseismice a clădirii expertizate.

Cap.7 (Verificări prin calcul ale construcției existente - procedeul E.2. Date și ipoteze de bază.)

În acest prim capitol referitor la verificările prin calcul, este necesar să se precizeze datele de pornire, nivelul simplificărilor admise și în general caracteristicile ipotezelor avute în vedere, atât la stabilirea încărcărilor seismice de calcul, cât și la modelarea structurii și în calculul propriu zis. Precizările minimale necesare se referă la următoarele aspecte:

- zona seismică în care este amplasată construcția, conform hărții de macrorăionare din normativul P.100-92, respectiv valoarea coeficientului de intensitate seismică - k_s ;

- încadrarea construcției în categoriile de importanță (vezi paragr.1.3.3 din curs) și stabilirea în consecință a valorii coeficientului de importanță α care intră în expresia foreței orizontale seismice de cod, precum și a valorii minime recomandate pentru gradul nominal de asigurare R ;

- prescripțiile de proiectare specifice, pe tipuri de structuri, folosite în afara prescripțiilor generale;

- calitățile de materiale luate în considerare la baza calculului (clasa de beton și tipul de armătură la structurile din beton armat, respectiv marca mortarului și cea a cărămidilor la structurile cu pereți portanți de zidărie);

- ipoteza adoptată pentru încastrarea la bază a structurii, în funcție de alcătuirea și rigiditatea infrastructurii (încastrare la nivelul fundațiilor sau la nivelul planșeului peste subsol);

- programele de calcul automat utilizate la determinarea eforturilor și a deplasărilor și la verificarea secțiunilor sau, dacă aceste calcule s-au efectuat manual, procedeele aplicate;

- secțiunile în care s-au făcut verificările de rezistență în vederea determinării gradului nominal de asigurare R (numai la nivelul de la bază sau și la alte niveluri).

În plus, la construcțiile cu pereți portanți din zidărie:

- schema de calcul adoptată pentru structură, cu sau fără luarea în considerare a conlucrării spațiale, în funcție de alcătuirea planșeelor;

- ipotezele admise pentru funcția de rigle de cuplare a plinurilor orizontale la pereții cu goluri.

Cap.8 (Procedul E.2 - Rezultatele verificărilor prin calcul)

Se va menționa că în cadrul raportului de expertiză propriu zis sunt date numai rezultatele calculelor și comentarea lor, iar notele de calcul detaliate sunt cuprinse într-o anexă separată, care de regulă este suficient să fie atașată unui singur exemplar al raportului.

Principalele puncte ale cap. 8 al raportului de expertiză trebuie să cuprindă rezultatele celor 3 tipuri de verificări prin calcul care fac obiectul pct.1.3 - 1.5 din curs și anume verificările de rezistență, de rigiditate și de ductilitate.

a) VERIFICAREA DE REZISTENȚĂ se finalizează prin valorile obținute pentru gradul nominal de asigurare R . Acestea se dau pentru fiecare direcție și sens de acțiune a forțelor orizontale, pe structura în ansamblu dacă planșeele asigură conclurarea ei spațială, respectiv pentru fiecare șir de șpaleți la construcțiile pe ziduri portante de cărămidă cu planșee de lemn sau cu grinzi metalice, care nu asigură conclurarea spațială.

La structurile în cadre etajate de beton armat, interesează ca în cadrul rezultatelor calculului să se evidențieze și ierarhizarea capacităților de rezistență și în special raportul între nivelul de asigurare al stâlpilor și cel al riglelor, care poate fi stabilit în mod simplificat prin relații de tipul formulei (1.5) din cap.1.3.5.b al cursului.

b) VERIFICAREA DE RIGIDITATE la deplasări laterale se concretizează în final prin arătarea valorilor deplasărilor relative de nivel și anume ale fracțiunilor de "paralelogramizare" ale acestor deplasări, așa cum au fost definite la paragr.1.4.6 din curs și compararea lor cu cele admisibile.

În unele cazuri, mai ales la clădirile vechi cu planșee de lemn, la care din evaluarea calitativă a rezultat o flexibilitate prea mare a grinzilor de planșeu sub circulație, este necesar să se prezinte și o verificare a acestora la starea limită de deformăție sub încărcări verticale. O asemenea verificare este cu atât mai mult necesară dacă în concluziile expertizei se propune înlocuirea planșeelelor de lemn existente cu planșee de beton armat.

c) VERIFICAREA DE DUCTILITATE la structurile din beton armat trebuie să evidențieze în primul rând mărimile eforturilor axiale maxime de compresiune din stâlpi, sub forma adimensionalizată a nivelului de solicitare la compresiune n , calculat cu relația (1.2.7).

În situațiile când se detectează valori mari ale acestui coeficient, depășind cu mult limitele admise, este preferabil ca în raportul de expertiză verificarea de ductilitate să fie plasată înaintea celei de rezistență, deoarece carențele de ductilitate evidențiate prin valori prea mari ale coeficientului n trebuie să aibă drept consecință ca la verificarea de rezistență a construcției existente să se introducă în expresia forțelor seismice orizontale de cod valori sporite pentru coeficientul ψ . Deci verificarea de rezistență devine subordonată sub acest aspect celei de ductilitate.

În afară de rezultatele verificării prin calcul a structurii construcției, tot în cadrul cap.8 din raport trebuie să fie date și cele ale *verificării presiunilor pe terenul de fundație* și confruntarea lor cu presiunile maxime admise în avizul geotehnic.

De asemenea, în cadrul cap.8 se dau și rezultatele verificărilor prin calcul în situația de după introducerea modificărilor cerute de beneficiar, dacă astfel de cerințe există și dacă afectează structura de rezistență sau fundațiile.

Cap.9 (Concluzii) sintetizează concluziile la care s-a ajuns prin cumularea constatărilor cu caracter calitativ rezultate din aplicarea procedurii de investigare E.1 (cap.6 din raport) cu rezultatele verificărilor prin calcul (procedul E.2) cuprinse în cap.8 din raport.

În cadrul acestui capitol se formulează numai concluziile cu caracter general, adică cele care conduc la încadrarea măsurilor de intervenție propuse ca necesare în una din cele două categorii de bază și anume:

- menținerea construcției existente la nivelul de asigurare actual, cu eventuale reparații sau intervenții structurale minimale, cu caracter local;
- necesitatea unor consolidări structurale cu caracter radical, pentru ridicarea gradului nominal de asigurare antiseismică la nivelul cerut de prescripții pentru clădirile existente - sau pentru eliminarea unor defecțiuni de alcătuire sau suprasolicitări chiar din acțiunea încărcărilor gravitaționale.

În vederea stabilirii de către factorii de decizie a urgenței lucrărilor de consolidare, în raport cu posibilitatea producerii în următorii 5 - 10 ani a unui nou cutremur puternic, este necesar ca în cadrul concluziilor raportului de expertiză tehnică să se facă și o estimare a gradului de pericolozitate pe care îl prezintă construcția în starea ei actuală, în cazul producerii unui cutremur de intensitate corespunzătoare zonei seismice de calcul în care este amplasată. În acest scop, este necesară încadrarea construcției într-una din următoarele **clase de risc seismic**, definite la paragr.11.6.3 din normativ (redactarea modificată din 1996):

- CLASA Rs I , în care se încadrează construcțiile cu **risc ridicat de prăbușire**;
- CLASA Rs II : construcții la care probabilitatea de prăbușire este redusă, dar la care sunt de așteptat **degradări structurale majore**;
- CLASA Rs III : construcții la care sunt de așteptat **degradări structurale care nu afectează siguranța structurii**, deci au un caracter localizat;
- CLASA Rs IV : construcții la care răspunsul seismic așteptat este la nivelul celui al unor construcții noi, proiectate pe baza prescripțiilor în vigoare.

Cap.10 (Propuneri de intervenție)

În acest capitol se detaliază măsurile de intervenție propuse, defalcate în măsuri de consolidare structurală și măsuri de reparații diverse.

În cazul când se consideră necesare consolidări structurale radicale, este obligatoriu ca în cadrul expertizei tehnice să se dea și soluții de principiu pentru intervențiile propuse,

care urmează apoi să fie detaliate în proiectul de consolidare. Soluțiile, descrise în textul cap.10 al raportului, trebuie să fie ilustrate prin planșe care să formeze o anexă a expertizei.

Separat, tot în cadrul cap.10 este locul să se menționeze și reparațiile cu caracter secundar, necesar a fi efectuate o dată cu consolidările structurale.

În cadrul propunerilor din acest capitol se poate lua în considerare și propunerea de demolare a construcției, în cazul clădirilor vechi, degradate fizic și uzate moral, a căror consolidare se apreciază a fi oneroasă și nejustificată în raport cu valoarea și utilitatea lor. Desigur, în această privință decizia urmează a fi luată de beneficiar sau de către forurile de resort municipale, ținând seama și de alte aspecte decât cele structurale (ocuparea neeconomică a unui teren valoros sau alte considerente urbanistice, funcționalitate, importanță ca monument istoric etc.).

Expertiza structurală se include de regulă ca parte componentă a unui studiu mai general de fezabilitate, care să servească pentru fundamentarea fondurilor necesare și în care se cuprind și lucrări vizând alte aspecte decât majorarea nivelului de asigurare a protecției antiseismice (modernizări funcționale, schimbări de finisaje, înlocuirea unor instalații uzate fizic sau moral etc.). Atunci partea de documentație economică se prezintă ca un tot unitar, deci iese din cadrul expertizei structurale, care trebuie să cuprindă numai o estimare preliminară a volumului de lucrări de consolidare și de reparații la partea de construcții, la nivel de antemăsurătoare pe categorii de lucrări.

Cap.11 (Verificări prin calcul pe construcția după consolidare)

Verificările din acest ultim capitol sunt destinate să demonstreze că soluțiile de intervenție propuse, cu o predimensionare a elementelor de consolidare, duc la o majorare a gradului de asigurare a protecției antiseismice la nivelul recomandat de prescripții și stabilit în final de către expert.

CAPITOLUL 4

SISTEME DE CONSOLIDARE ȘI DE REPARARE POST-SEISM

4.1. Considerații introductive

4.1.1. Intervențiile post-seism la construcțiile existente se clasifică, după performanțele ce se urmăresc a se realiza prin aplicarea lor, în două categorii:

a) lucrări de **consolidare**, prin care se urmărește ridicarea gradului de asigurare a protecției antiseismice, atunci când din concluziile expertizării construcției rezultă că acesta se dovedește a fi nesatisfăcător;

b) lucrări de **reparații**, destinate readucerii gradului de asigurare al construcției la nivelul avut înainte de avarierea ei din acțiunea cutremurului.

Este de precizat că nu totdeauna gradul de asigurare a protecției antiseismice a unei clădiri se reflectă în mod nemijlocit în felul cum s-a comportat la ultimele cutremure majore cu care s-a confruntat, respectiv în avariile suferite. Chiar pentru o construcție care aparent nu a avut decât probleme minore, o examinare calitativă a sistemului constructiv și verificarea prin calcul din cadrul expertizei tehnice pot scoate la iveală vicii care să ducă la concluzia că nivelul de asigurare al construcției este totuși insuficient, deci că la un nou cutremur puternic ar putea fi în pericol.

Aceasta evidențiază dublul caracter pe care trebuie să-l aibă estimarea de către expert a siguranței unei clădiri și anume:

- cel strict **tehnic**, în care intervin cu o pondere importantă experiența și simțul ingineresc al expertului;
- cel **formal (legal)**, constând în obligativitatea confruntării performanțelor construcției cu cerințele prescripțiilor în vigoare.

Acesta al doilea aspect, deși la prima vedere pare să aibă un caracter oarecum birocratic, este totuși foarte important, întrucât verificarea în raport cu prevederile prescripțiilor reprezintă un control al situației construcției față de nivelul de risc seismic admis de societate prin promulgarea prescripțiilor respective. Caracterul convențional al forțelor seismice de cod, așa cum a fost definit în paragr.1.3.1 al cursului, conduce cu atât mai mult la necesitatea asigurării unei consecvențe în întreaga verificare a clădirii pe acest plan convențional, fără care se poate pierde ușor controlul cantitativ asupra situației.

În unele cazuri, între realitățile reflectate în aspectul tehnic al problemei și cerințele derivate din aspectul formal legat de prevederile prescripțiilor pot apărea contradicții. În

asemenea situații, expertul tehnic este cel investit cu luarea deciziilor, ceea ce cere din partea sa competență și echilibru între curaj și prudență.

4.1.2. În capitolul de față nu se urmărește să se prezinte o descriere detaliată a multiplelor soluții tehnice posibile pentru intervențiile post-seism în cele mai variate cazuri. Pentru aceasta există literatură de specialitate (v. de exemplu [8]) și un număr mare de caiete de sarcini elaborate de birourile de proiectare. Obiectul prezentului capitol al cursului este în special de a insista asupra principiilor ce trebuie să stea la baza soluțiilor de intervenție și asupra domeniului lor de aplicare în situațiile curente și de a atrage atenția asupra problemelor mai importante pe care le pune fiecare soluție.

În paragrafele următoare sunt arătate sistemele de consolidare cele mai frecvent adoptate pentru câteva tipuri de structuri mai expuse avarierii din acțiuni seismice, cu probelele lor specifice.

4.2. Lucrări de consolidare

4.2.1. *Clădiri vechi cu pereți portanți din zidărie și planșee de lemn*

Caracteristicile și sensibilitățile la solicitări seismice ale acestei categorii de clădiri, foarte răspândite și în orașe mari ca București, au fost prezentate în cap.2.2 al cursului. Sistemele de consolidare arătate în cele ce urmează răspund la cerințele de remediere a defecțiunilor generate de aceste sensibilități.

a) O primă măsură posibilă pentru îmbunătățirea radicală a alcătuirii și comportării construcțiilor din această categorie constă în ***înlocuirea planșeelor de lemn de la nivelurile supraterane cu planșee din beton armat***. Această măsură aduce îmbunătățiri din multiple puncte de vedere:

- Asigură o conlucrare spațială între pereții portanți și astfel face posibile redistribuții ale eforturilor produse de forțele orizontale seismice între șpaleții mai defavorabil solicitați și cei cu rezerve mai mari de rezistență. S-au întâlnit deseori cazuri de construcții la care astfel de redistribuții, prin uniformizarea pe structură a gradului de asigurare, au eliminat necesitatea oricăror consolidări de altă natură la pereții portanți de zidărie.

- Crează o bună legătură de ancorare reciprocă între pereții structurali de zidărie și planșee, eliminând necesitatea unor măsuri de ancorare suplimentară prin tiranți orizontali.

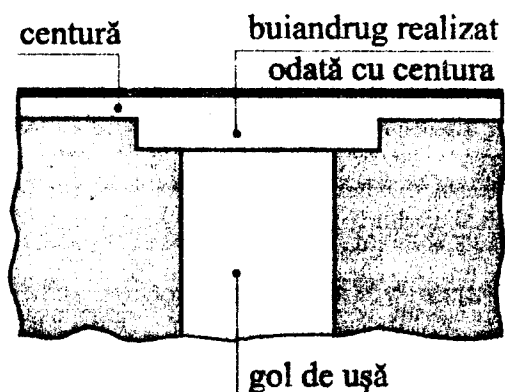


Fig. 4.1

- La clădirile obișnuite de locuit, cu înălțimi de etaje de ordinul a 2,70 m, permite înglobarea în centurile de beton armat de la nivelul noilor planșee a buiandrugilor peste golurile de uși (fig.4.1), eliminând buiandrugii existenți de lemn, metal sau din bolți de zidărie, de obicei insuficient ancorați la capete în zidărie și care la clădirile din această categorie au creat deseori surse de avarii sub acțiunea cutremurelor.

- Prin folosirea la noile planșee de beton armat a plăcilor armate pe două direcții, se redistribuie mai uniform încărcările verticale transmise de planșee între pereții portanți longitudinali și cei transversali, îmbunătățindu-se lestarea pereților care în construcția existentă erau paraleli cu grinzile planșeeleor de lemn, deci mai puțin încărcați.

- Se elimină necesitatea consolidării unor grinzi de lemn prea flexibile, care la circulație dau o senzație de insecuritate (caz frecvent întâlnit în special la clădirile publice, la care deschiderile planșeeleor sunt mai mari).

- Permite renunțarea la operațiunile laborioase de înlocuire a unor grinzi de lemn putrezite, care ar fi necesare în cazul menținerii planșeeleor de lemn.

- Se îmbunătățesc substanțial durabilitatea în timp a planșeeleor și gradul lor de rezistență la incendii.

De la caz la caz, înlocuirea planșeeleor de lemn cu planșee de beton armat se poate face pe toată suprafața clădirii și la toate nivelurile supraterane, sau parțial, dacă rezultă suficient față de rezultatele verificărilor prin calcul.

De regulă, este avantajos ca plăcile noilor planșee să fie dimensionate cu grosimile minime necesare pe criterii de rigiditate și cu procente de armare majorate corespunzător față de cele uzuale la clădirile noi, pentru a reduce diferența de greutate proprie față de planșeele de lemn existente.

Având în vedere că se crează o conlucrare spațială a structurii, trebuie să se dea atenția necesară la verificarea prin calcul a structurii în situația de după consolidare, eventualelor redistribuții de eforturi între șpaleții de zidărie ce pot interveni datorită efectului torsiunii generale sub acțiunea forțelor orizontale seismice.

De asemenea, pentru construcția după consolidare, este necesar să se reverifice presiunile pe teren sub fundații, în special la pereții care capătă o lestarsă suplimentară prin introducerea de planșee cu descărcare bidirecțională (plăci armate pe două direcții), așa cum s-a arătat mai sus.

Planșeul peste subsol, dacă este realizat din bolțișoare de zidărie pe grinzi metalice, poate fi lăsat neînlocuit cu beton armat, cu excepția situațiilor speciale când o astfel de înlocuire totală sau parțială se dovedește totuși necesară.

La nivelurile intermediare, noilor planșee din beton armat trebuie să li se asigure rezemarea pe pereții portanți existenți și totodată traversarea acestora, prin fâșii de continuitate armate, a căror lățime se stabilește ținând seama și de necesitatea de a prelua forțele tăietoare ce le revin din reacțiunile transmise de plăcile planșeelor. Detalii de traversare sunt arătate în fig.4.2. După caz, se prevăd pe liniile pereților și centuri, executate odată cu planșeele, ca în figură și care în funcție de grosimea peretelui se pot îngloba în această grosime sau se pot prevedea alipite de perete, de o parte și de alta a lui.

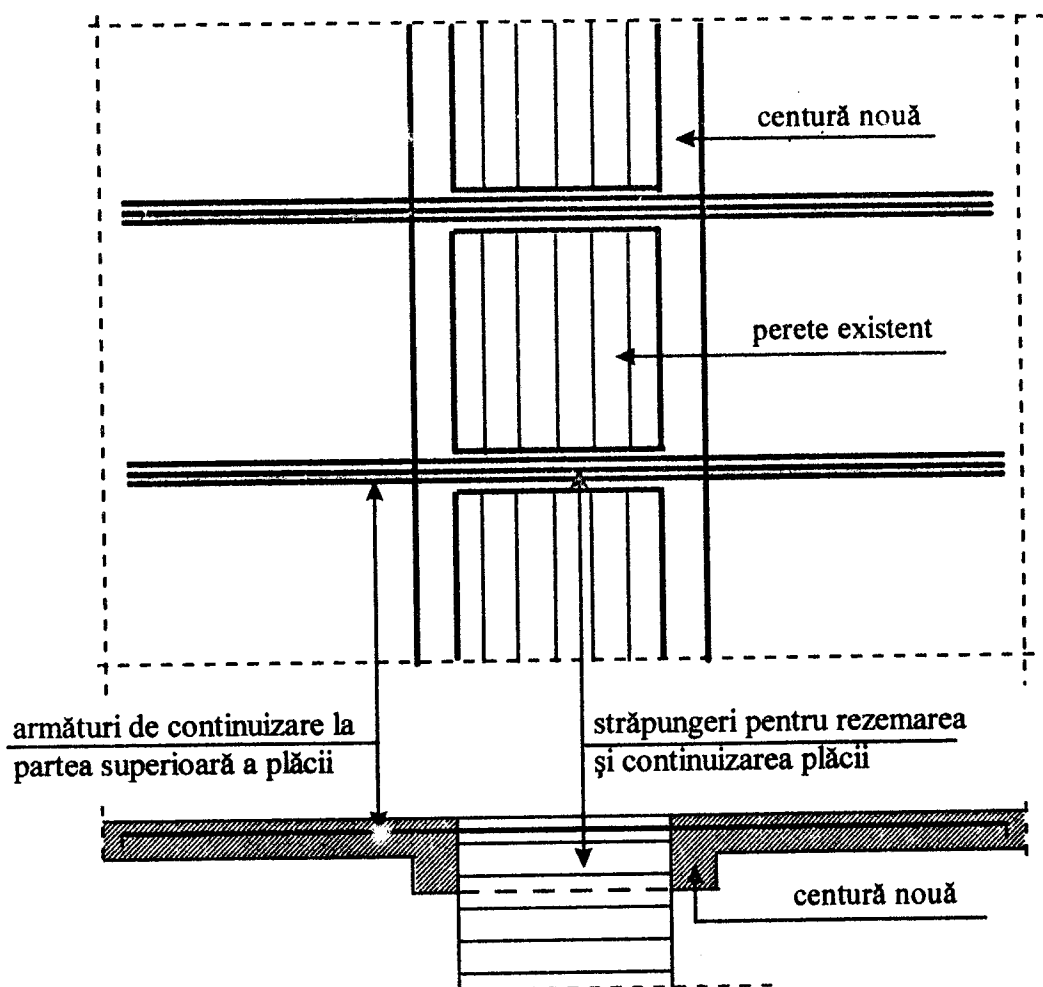


Fig. 4.2

b) Consolidarea șpațelilor de zidărie, în cazurile când din verificarea din calcul și din avariile produse de cutremure rezultă că sunt suprasolicitați la forță tăietoare, se realizează de regulă prin **placarea zidăriei cu beton armat**, pe o față sau pe ambele fețe (fig.4.3). Dacă se dispune de mijloacele necesare pentru a executa placarea prin torcretare, grosimea minimă constructivă este de 6 cm. Dacă placarea se execută cu cofraje, se folosesc grosimi de minimum 8 - 10 cm. Grosimile plăcilor pot rezulta și mai mari, din verificarea la forță tăietoare, mai ales dacă placarea nu se poate face decât pe o singură parte a peretelui.

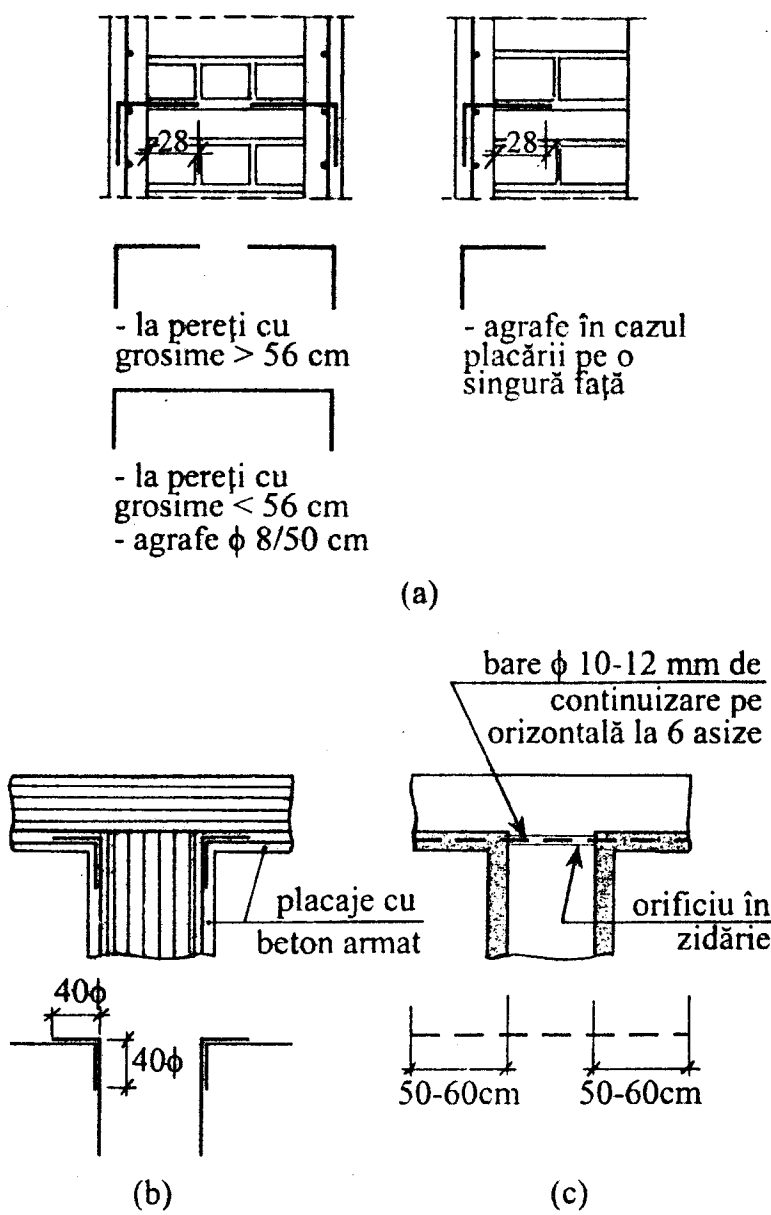


Fig. 4.3

Armarea plăcării se face cu plase, din care barele de rezistență la forță tăietoare sunt cele orizontale. Ori de câte ori este posibil, suplimentul de forță tăietoare capabilă necesar peste capacitatea zidăriei existente se caută să se preia prin betonul plăcării, cu

grosimea dimensionată în consecință, în care caz armăturile se prevăd constructiv. Dacă pentru preluarea forțelor tăietoare se contează și pe aportul armăturilor, atunci acestea trebuie să fie realizate din oțel ductil, deci este contraindicată folosirea plaselor sudate din STNB. De asemenea, în acest caz se prevăd, de regulă din 6 în 6 asize de zidărie, bare orizontale mai groase (ϕ 10 ... 12 mm) care traversează pereții portanți ca în fig.4.3, prin orificii practicate în zidărie cu bormașina, pentru a asigura continuizarea și buna ancorare la capete a armării orizontale. După montarea acestor bare, orificiile se injectează cu lapte de ciment.

Continuitatea pe verticală a armăturilor plăcilor în dreptul planșeelor se realizează prin mustăți lăsate prin planșeul peste etajul respectiv. Dacă planșeele de lemn se înlocuiesc cu beton armat, rezultă că ele trebuie să fie desfăcute înainte de montarea armăturilor din plăcările pereților de zidărie de la nivelul dedesubt. Dacă se mențin planșeele de lemn, desfacerea se face numai local de-a lungul pereților prevăzuți a fi placați.

Pe înălțimea peretelui, plasele de armătură din plăcări se susțin prin agrafe ancorate în rosturile zidăriei, ca în fig.4.3.a.

Înainte de executarea unei plăcări, peretele respectiv se decopertează prin îndepărtarea tencuielii, se curăță prin frecare cu perii de sârmă și se adâncesc rosturile zidăriei pe cca. 1,5 - 2 cm cu scoabe bine ascuțite.

Consolidarea pereților portanți din zidărie prin placare cu beton armat se folosește și în cazurile, mai rar întâlnite, când din verificarea prin calcul zidăria rezultă suprasolicitată la compresiune. Astfel de situații se întâlnesc în special la clădirile care au fost supraetajate în mod necontrolat.

c) În cazurile când rezultă că șpaletii de zidărie necesită o consolidare sub aspectul preluării eforturilor de întindere produse de momentele încovoietoare, aceasta se poate realiza prin *introducerea de stâlpișori (sâmburi) din beton armat la capete* (fig.4.4).

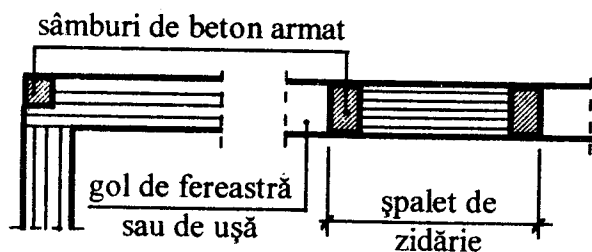


Fig. 4.4

Golurile create în zidărie pentru a face loc sâmburilor de beton armat se prevăd cu ștrepi, pentru a îmbunătăți legătura între sâmburi și zidăria învecinată.

Dificultatea principală a soluției constă în a asigura la bazele sâmburilor

centuri în care armăturile lor să fie ancorate și care să fie capabile să transmită mai departe eforturile de întindere respective, ceea ce nu totdeauna este ușor realizabil.

Creșterea capacității de rezistență la moment încovoietor a zidăriei, care se realizează prin introducerea sâmburilor de beton armat, atrage după sine o creștere corespunzătoare a forței tăietoare asociate. În consecință, la verificarea prin calcul a construcției în situația de după consolidare, forțele tăietoare de calcul trebuie să fie majorate corespunzător. Dacă zidăria nu le poate prelua, introducerea de sâmburi de beton armat trebuie combinată cu o placare realizată conform paragrafului precedent.

d) Uneori soluția de consolidare cea mai simplă și mai economică se poate obține prin introducerea unor pereți structurali suplimentari la nivelurile de la bază sau pe toată



Fig 4.5

înălțimea construcției. Aceștia trebuie să fie legați de pereții structurali existenți prin țeserea zidărilor sau mai bine prin crearea unor sâmburi de beton armat la intersecții, ca în fig.4.5. De asemenea, noilor pereți introduși trebuie să li se asigure lestarea necesară pentru a putea participa în mod eficient la preluarea forțelor orizontale.

e) Oricare ar fi soluția de consolidare care se adoptă, ea necesită a fi integrată într-o concepție consecventă de ierarhizare a capacităților de rezistență pe ansamblul construcției. Astfel, dacă de exemplu necesitatea unor consolidări apare numai la nivelul de la bază al clădirii, întărirea acestuia atrage după sine majorarea în consecință a forțelor orizontale seismice reale, astfel că la un cutremur viitor pot să devină descoperite nivelurile superioare. De această corelare trebuie să se țină totdeauna seama în calcul la verificarea construcției în situația de după consolidare.

În schimb, măsuri de consolidare cum sunt placările sau sâmburiile de beton armat sunt de natură a ductiliza zidăria în mod semnificativ, astfel încât pentru construcția după consolidare forțele seismice de cod pot fi reduse prin micșorarea valorii coeficientului ψ la 0,3.

f) În situațiile când fundațiile pereților structurali de zidărie rezultă a fi insuficiente, devine necesară lărgirea lor, care se poate realiza prin soluția arătată în fig.4.6 sau prin alte soluții similare. Dacă și zidăria suprastructurii se cămășuiește, lărgirea fundației poate deveni necesară și pentru asigurarea rezemării la bază a cămășuirii respective (fig.4.6.d).

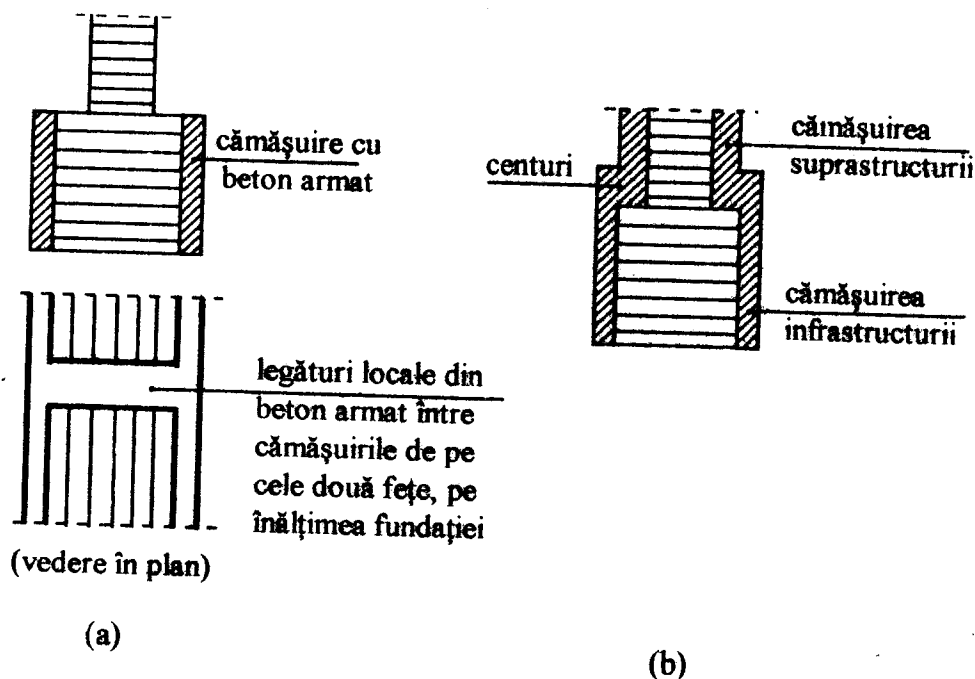


Fig. 4.6

g) Dacă se mențin planșeele de lemn existente, iar acestea nu asigură o bună ancorare a pereților și în special a celor exteriori în ansamblul structurii, o îmbunătățire a ancorării acestora se obține prin introducerea de tiranți metalici sub nivelurile planșeelor. Detalii de ancorare a tiranților la capete sunt arătate în fig.4.7.

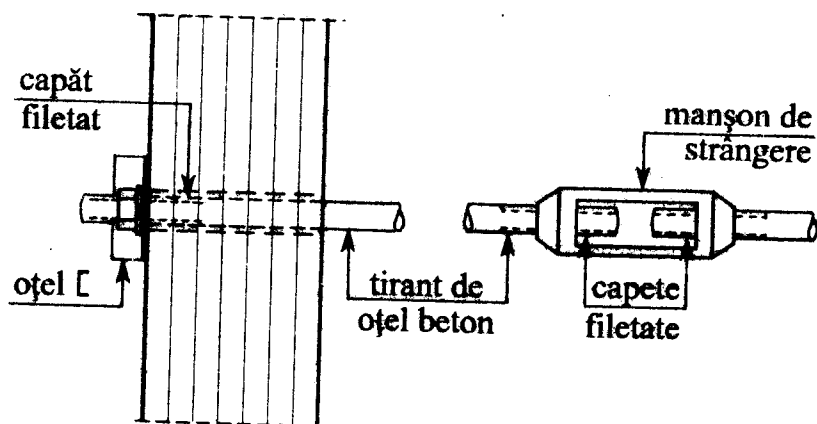


Fig. 4.7

h) În afară de măsurile de consolidare a structurii principale de rezistență, proiectele de intervenții trebuie să se refere și la corectarea legăturilor insuficiente între elementele constructive secundare de pe înălțimea podului (vezi paragr.2.2 și 2.3) și structura principală.

4.2.2. Clădiri cu structuri în cadre de beton armat, realizate în perioada 1950 - 1977

Caracteristicile comportării construcțiilor din această categorie la cutremurul din 1977 au fost descrise la paragr.2.5.4. Principalele lor deficiențe în raport cu cerințele actuale de protecție antiseismică, în situațiile curente când nu au intervenit și greșeli majore specifice de proiectare sau de execuție, sunt generate de **gradul insuficient de asigurare oferit de prescripțiile după care au fost proiectate** (normativele din 1963 și 1970) și anume:

- valorile prea mici ale forțelor orizontale seismice de cod (de ordinul a 2 ... 3 % din încărcarea gravitațională a construcției), rezultate în principal din subevaluarea mărimii coeficientului de amplificare dinamică β ;
- lipsa unor condiții de limitare a deplasărilor relative de nivel, care a permis adoptarea de structuri prea flexibile.

Așa cum s-a arătat, sub amândouă aceste aspecte o ameliorare a comportării la solicitări seismice s-a realizat în multe cazuri prin aportul pereților structurali, mai ales la construcțiile proiectate în prima parte a perioadei 1950 - 1977, când acești pereți s-au prevăzut în cea mai mare parte din zidărie de cărămidă.

Soluțiile de consolidare pentru structurile în cadre de beton armat sunt de două categorii:

- consolidări **cu menținerea schemei constructive în cadre** și cu întărirea prin cămășuire a stâlpilor și riglelor de cadru;
- consolidări **cu modificarea schemei constructive, introducând elemente de contravântuire** (pereți structurali din beton armat care să înglobeze stâlpii cadrelor existente, panouri de forfecare din zidărie, contravântuiri metalice cu zăbrele).

a) CONSOLIDĂRI CU MENȚINEREA SCHEMEI CONSTRUCTIVE ÎN CADRE

Cămășuirea stâlpilor și riglelor de cadru reprezintă de cele mai multe ori o soluție nesatisfăcătoare sub numeroase aspecte:

- Necesită în general intervenții la toate cadrele care alcătuiesc structura, atât după direcția longitudinală cât și după cea transversală, astfel că lucrările de consolidare se extind practic la întreaga structură, cu toate inconvenientele care rezultă din punct de vedere funcțional.
- Se ajunge de obicei la majorări considerabile ale dimensiunilor vizibile ale secțiunilor stâlpilor și grinzilor, deci la o soluție greoaie și care deranjează funcționalitatea

clădirii. În mod special la construcțiile cu coridor central longitudinal, cămășuirile stâlpilor învecinați coridorului intră în gabaritul acestuia, care poate astfel deveni insuficient pentru circulație (fig. 4.8.a). Aceeași situație intervine și pe perimetrul caselor de scări.

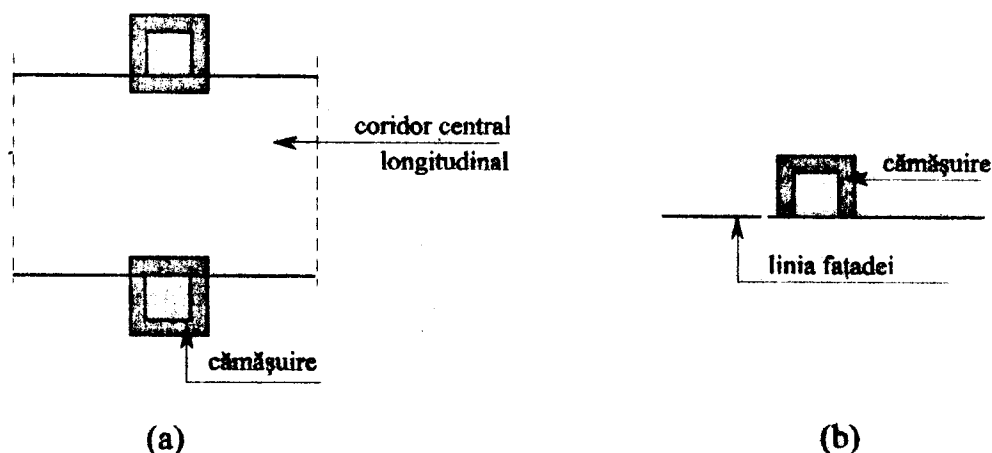


Fig. 4.8

- În cazul frecvent întâlnit al construcțiilor cu ferestre din stâlp în stâlp pe liniile fațadelor principale, chiar dacă se limitează cămășuirea la 3 din cele 4 laturi ale stâlpilor (fig. 4.8.b), devine necesară schimbarea completă a tâmplăriei ferestrelor, iar în situațiile când clădirea are și o importanță arhitecturală, schimbarea fațadelor prin micșorarea golurilor de ferestre poate fi prohibită de forurile de urbanism.

- La blocurile de locuințe, majorările de secțiuni ale stâlpilor prin cămășuire pot perturba și interioarele apartamentelor, în special grupurile sanitare, care de regulă au dimensiuni reduse și în consecință orice micșorare a suprafeței lor utile poate fi inacceptabilă.

- Chiar cu aceste majorări de secțiuni, dacă ele nu depășesc limitele rezonabile, de cele mai multe ori nu se pot rezolva în condiții satisfăcătoare cerințele de rigiditate a structurii (înscrierea deplasărilor relative de nivel în limitele admise).

De aceea, această soluție este rareori posibilă fără inconveniente majore și în consecință nu vom insista și asupra problemelor ei de detaliu.

b) CONSOLIDĂRI CU MODIFICAREA SCHEMEI CONSTRUCTIVE PRIN INTRODUCEREA DE ELEMENTE DE CONTRAVÂNTUIRE.

Aceasta reprezintă de regulă soluția cea mai indicată, de multe ori singura posibilă pentru consolidarea structurilor în cadre etajate și constă în transformarea unora din

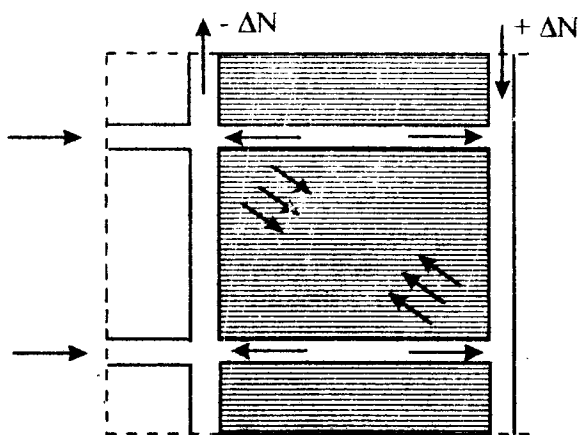


Fig. 4.9

cadrele existente în pereți structurali, prin introducerea în planul lor a unor panouri de contravântuire.

- O primă variantă de realizare constă în umplerea spațiului dintre stâlpii de beton armat cu zidărie de cărămidă ca în fig.4.9, prevăzându-se în rosturile zidăriei, la câteva asize distanță, armături orizontale care se leagă prin înădădire cu mustăți introduse în stâlpi prin împușcare.

Datorită faptului că pereții cu inimă plină astfel obținuți prezintă rigidități evident mai mici decât cele ale unor pereți structurali obișnuiți realizați integral din beton armat, sistemul poartă și denumirea de **pereți - diafragmă "moi"**.

Dacă se face o analogie între modul de lucru al unui asemenea perete și cel al unui sistem echivalent cu zăbrele, așa cum s-a mai procedat și în fig.2.27 (paragr.2.5.4.d din curs), atunci elementele lui componente apar solicitate după cum urmează:

- Stâlpii de beton armat existenți corespund tălpilor (întinsă și comprimată) din sistemul cu zăbrele, deci din acțiunea forțelor orizontale primesc eforturi axiale $\pm \Delta N$ ca în fig.4.9, care reprezintă efectul "indirect" al forțelor orizontale.

- Panourile de zidărie corespund diagonalelor din sistemul cu zăbrele și anume, dacă se contează numai pe rezistența la compresiune a zidăriei, lucrează ca diagonale comprimate. Întrucât îndeplinesc o funcție echivalentă unor diagonale, deci preiau eforturile produse de forțele tăietoare, poartă și denumirea de **panouri de forfecare**.

- Riglele de cadru existente îndeplinesc funcția de montanți (orizontali) ai sistemului cu zăbrele, astfel că dacă diagonalele sunt comprimate, riglele lucrează ca montanți solicitați la întindere.

Un aspect important al acestei soluții de consolidare și care cere să fie evidențiat mai detaliat este modul de lucru al stâlpilor sub acțiunea efectului indirect al forțelor orizontale:

La o structură în cadre etajate, forțele orizontale seismice se distribuie la toate cadrele, astfel că și efectele indirecte sunt distribuite, afectând toți stâlpii și anume în special stâlpii marginali. De regulă, suplimentul de efort axial ΔN care rezultă în stâlpi nu depășește 10 - 20 % din valoarea efortului axial N_g produs de încărcările gravitaționale.

Dacă însă structura se consolidează prin introducerea de panouri de forfecare ca în fig.4.9, cadrele consolidate capătă rigidități substanțial sporite în raport cu restul cadrelor astfel că forțele orizontale se concentrează în cea mai mare parte la aceste cadre, ai căror stâlpi, lucrând după schema din figură, vor primi eforturi axiale ΔN mult mai mari decât în structura inițială neconsolidată, putând ajunge și la $(0,8 \dots 1,0) N_g$. Este deci posibil ca stâlpii în cauză să devină suprasolicitați la compresiune, pierzându-și complet ductilitatea și fiind chiar în pericol să cedeze la compresiune. ***Aceasta limitează domeniul de utilizare a soluției cu panouri de forfecare dispuse între stâlpi.***

Până aici, prezentarea soluției s-a axat numai pe sistemul cel mai obișnuit de realizare a contravântuirii prin panouri de forfecare și anume din zidărie armată. Există și alte variante posibile, cum ar fi panourile de forfecare prefabricate din beton armat, soluție folosită recent la consolidarea structurii Hotelului Union din București, sau cu elemente metalice cu zăbrele, cum s-a procedat la consolidarea clădirii administrative cu 10 niveluri a Uzinelor "Faur" din București [6]. Limitările impuse de pericolul suprasolicitării la compresiune a stâlpilor existenți rămân valabile și în oricare din aceste variante.

În concluzie, sistemul de consolidare a structurilor în cadre etajate de beton armat prin introducerea de ***elemente de contravântuire care nu includ prin cămășuire și stâlpii existenți***, deși prezintă avantajul simplității de execuție și al economicității, prin faptul că structura în cadre existentă nu este practic atinsă, are totuși un domeniu de aplicare limitat, pe considerentele arătate mai sus.

- O a doua variantă de consolidare pentru structurile în cadre etajate de beton armat, tot cu schimbarea schemei constructive, constă în crearea pe liniile unora din cadre a unor ***pereți structurali din beton armat care să înglobeze prin cămășuire și stâlpii existenți***. Această soluție este mai complicată ca execuție și mai costisitoare, dar reprezintă sistemul cel mai eficient și mai sigur de consolidare a acestei categorii de structuri, motiv pentru care este și cea mai frecvent folosită.

În fig.4.10 sunt arătate două moduri de dispunere a pereților structurali de consolidare în raport cu stâlpii existenți. Soluția din fig.4.10.a, cu peretele dispus în axul stâlpului, se prezintă dezavantajoasă deoarece:

- armăturile orizontale ale peretelui nu se pot ancora în mod satisfăcător în cămășuiala stâlpului;
- pentru execuția peretelui de consolidare este necesar să se demoleze riglele de cadru existente pe care le traversează.

De aceea este totdeauna preferată dispunerea pereților de consolidare lângă liniile de stâlpi, în grosimea cămășuirii lor, mărită în mod corespunzător, ca în fig.4.10.b.

Demolări ale riglelor existente și returnarea lor odată cu executarea pereților de consolidare nu pot fi evitate complet nici în această soluție, dar au un caracter local (porțiunile hașurate din fig.4.10.b).

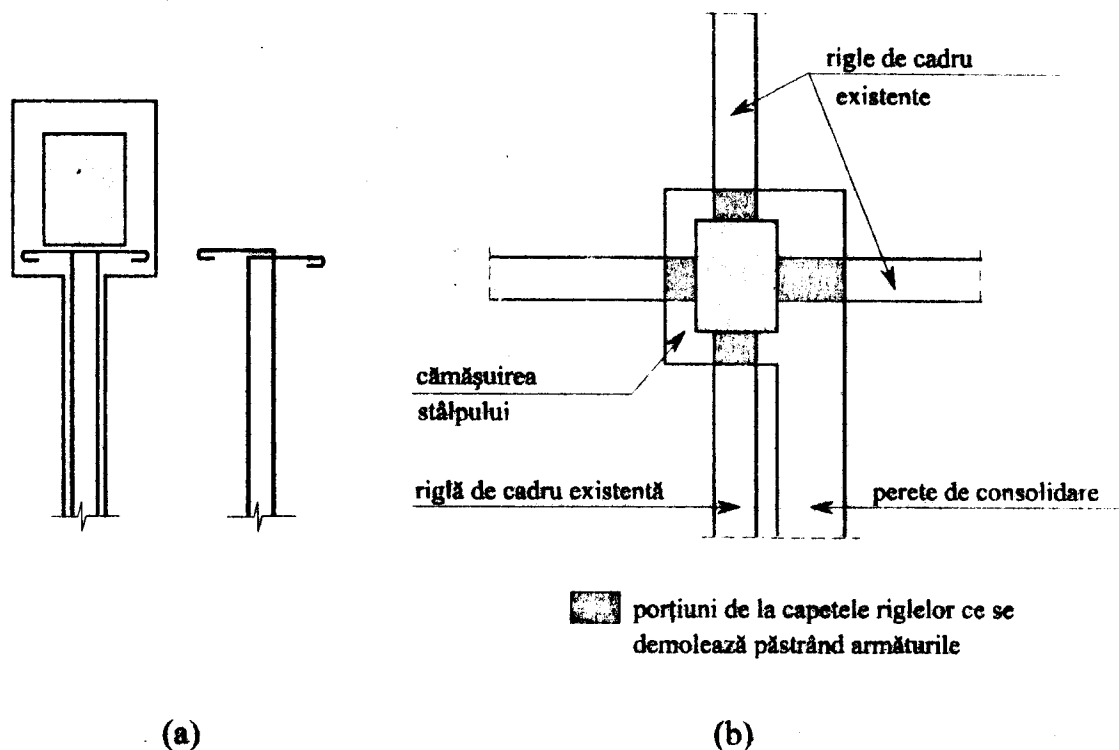


Fig. 4.10

Detalii de armare a bulbilor care se formează din includerea prin cămășuire a stâlpilor existenți în pereții de consolidare sunt arătate în fig.4.11, pentru un stâlp de la extremitatea peretelui (fig.4.11.a) și unul intermediar (fig.4.11.b).

Stâlpii de fațadă și cei de lângă rosturile de dilatație nu pot fi cămășuiți decât pe 3 laturi, iar cei de colț numai pe 2 laturi. Exemple sunt date în fig.4.12.

În ceea ce privește asigurarea unei conlucrări eficiente între stâlpii existenți și cămășuirile lor, sunt de menționat următoarele:

- Înainte de executarea cămășuirii, suprafața stâlpului se buceardează pentru a deveni rugoasă. Totodată, se curăță și se rebetonează eventualele porțiuni cu betonul segregat și, dacă stâlpul prezintă fisuri, acestea se repară prin injectare. Se curăță apoi suprafața stâlpului prin suflare cu aer comprimat și spălare cu jet de apă, după care se vopsește cu lapte de ciment cu adaos de aracet.

- Dacă stâlpul se cămășuiește pe toate cele 4 laturi, nu sunt necesare alte măsuri de conectare între stâlpul existent și betonul cămășuirii, fiind suficientă aderența între cele două betoane, îmbunătățită și prin contracția betonului de cămășuire în jurul stâlpului. Un

rol de conectare care nu poate fi neglijat și au și riglele de cadru existente, care la nivelul fiecărui planșeu împiedică alunecările relative pe verticală între stâlpul existent și cămășuire.

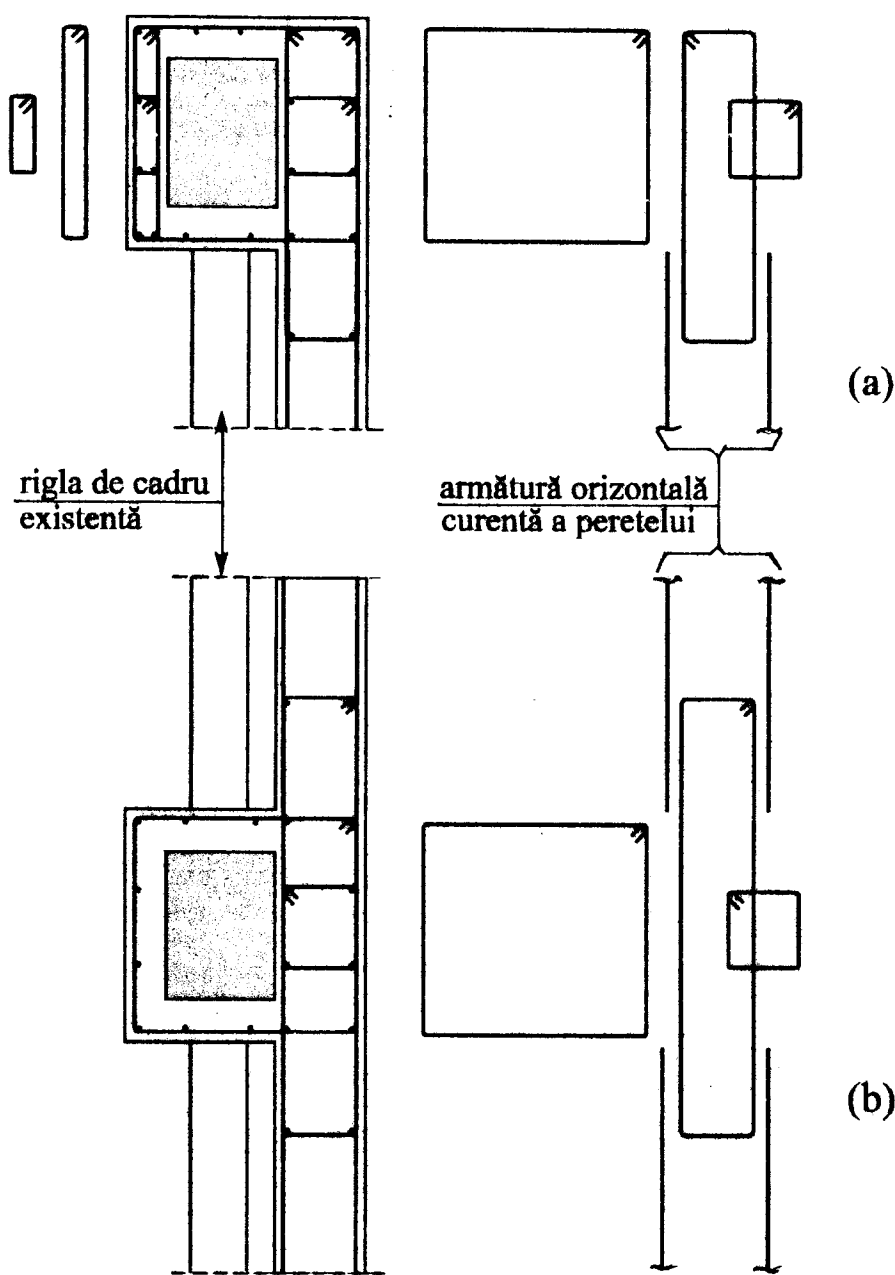


Fig. 4.11

Dacă nu se poate realiza cămășuirea decât pe două sau trei din laturi (fig.4.12), atunci nu se mai beneficiază de efectul favorabil al contracției betonului din cămășuire asupra aderenței cu stâlpul, astfel că devine necesară prevederea unor legături prin conectori. Aceștia se realizează ca în fig.4.13, din bare de oțel beton sudate de armăturile stâlpului existent și de cele ale cămășuirii. În consecință, înainte de pregătirea suprafeței

stălpului în modul arătat mai sus trebuie să fie decopertate armăturile de care urmează să se sudeze conectorii, îndepărtându-se stratul de acoperire cu beton.

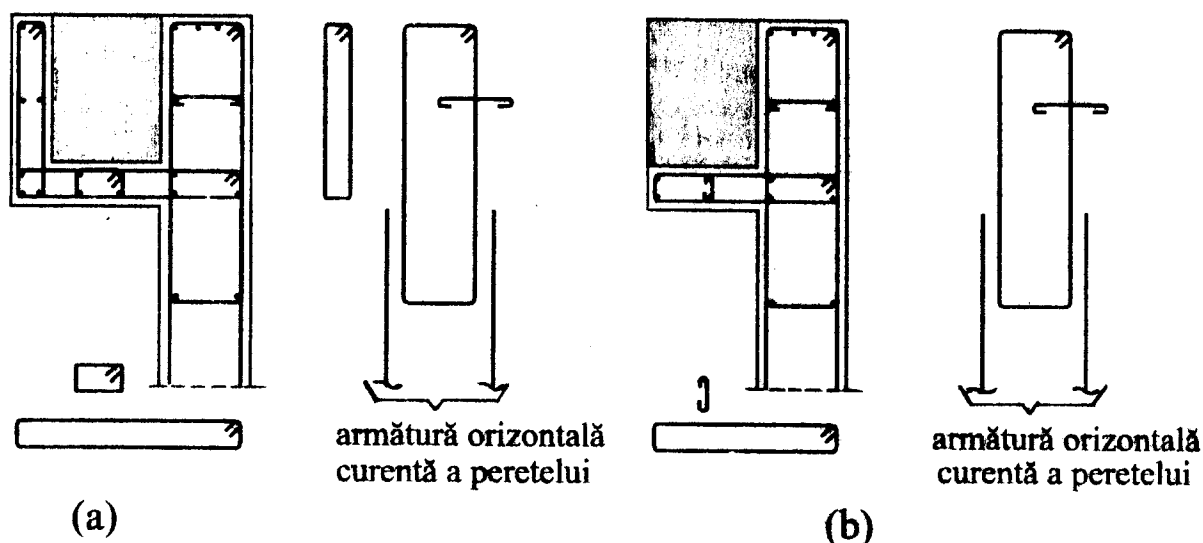


Fig. 4.12

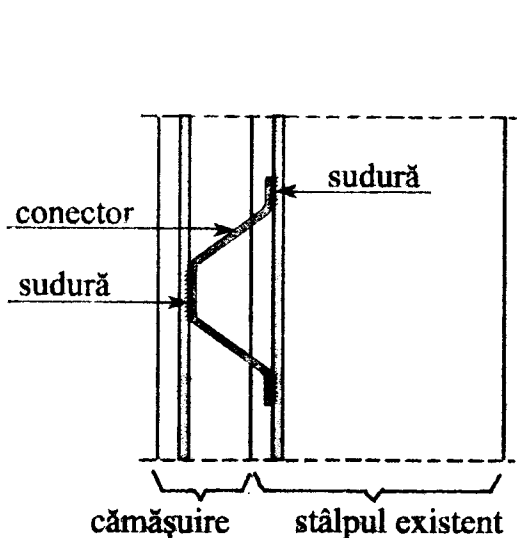


Fig. 4.13

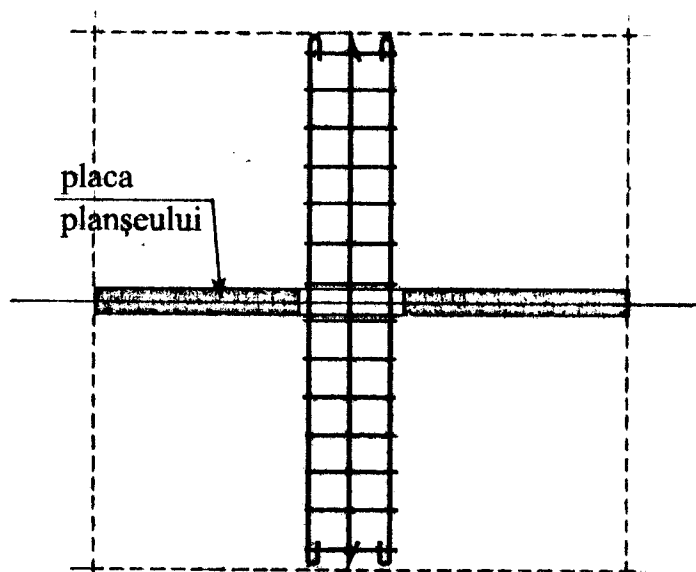


Fig. 4.14

Continuitatea pe verticală a armăturilor din peretele structural de consolidare se obține practicând din loc în loc în plăcile planșeelor orificii ca în fig.4.14, prin care se trec armături verticale locale de continuizare.

- Oricare ar fi sistemul de realizare a elementelor de contravântuire, schimbarea distribuției în plan a rigidităților elementelor portante, prin concentrarea lor la cadrele consolidate, necesită și o verificare în consecință a fundațiilor și a presiunilor pe teren în

noua situație. Oricum, crearea unor pereți structurali pe liniile unora din cadre implică și prevederea unor fundații continue pentru acești pereți, deci o suplimentare a suprafețelor de fundare.

4.2.3. Clădiri cu structuri din grinzi și stâlpi de beton armat, realizate în perioada 1920 - 1940

Sistemul constructiv cu grinzi și stâlpi din beton armat, identificat ca atare la numeroase clădiri multietajate realizate în București în perioada interbelică, a fost caracterizat pe larg în cadrul paragr.2.3.5 din curs, la care se adaugă și constatările cuprinse în paragr. 2.5.3 cu privire la comportarea construcțiilor din această categorie la cutremurul din 1977.

Din cele arătate în aceste paragrafe ale cursului, concluzia generală care se desprinde este că structurile cu grinzi și stâlpi nu pot fi considerate decât în cazuri rare și cu caracter întâmplător că ar fi capabile să preia forțele orizontale seismice de cod actuale și că marea majoritate a acestor construcții care au rezistat totuși la cutremurul din 1940 și apoi și la cel din 1977 au fost salvate de la prăbușire în special prin aportul pereților nestructurali din zidărie, care în cazurile respective au avut, tot cu caracter întâmplător, o dispoziție în plan favorabilă și dimensiuni suficiente.

În consecință, rezultă în mod logic că pentru construcțiile respective o concepție realistă în stabilirea măsurilor de intervenție necesare pentru ridicarea gradului lor de asigurare trebuie **să mențină și să întărească structura reală care a preluat și până în prezent solicitările seismice;** deci consolidările nu trebuie să se refere în principal la scheletul din beton armat format din grinzi și stâlpi, ci la pereții nestructurali de zidărie, care să fie întăriți, transformați sau completați, pentru a-și îndeplini pe viitor la un nivel de asigurare majorat și controlat funcția de elemente de contravântuire (pereți structurali).

Aceasta se realizează prin **placarea pereților de zidărie cu beton armat sau înlocuirea (completarea) lor cu pereți structurali din beton armat.**

Detaliile de alcătuire pentru placări și pentru includerea în structura existentă a pereților de completare din beton armat sunt similare cu cele descrise la paragr.4.2.1, respectiv 4.2.3.

O idee pentru modul de dispunere în plan a acestor elemente de consolidare la blocurile de locuințe, astfel ca perturbările în interiorul apartamentelor să fie minime, este de a amplasa majoritatea pereților de consolidare din beton armat pe perimetrul clădirii. Un exemplu în acest sens este cel din fig.4.15, extras dintr-o comunicare (încă

nepublicată) prezentată recent la Conferința Națională de Inginerie Seismică din București, din sept. 1997, de conf. dr. ing. A. Pretorian, ing. D. Stoica și ing. E. Țîțaru.

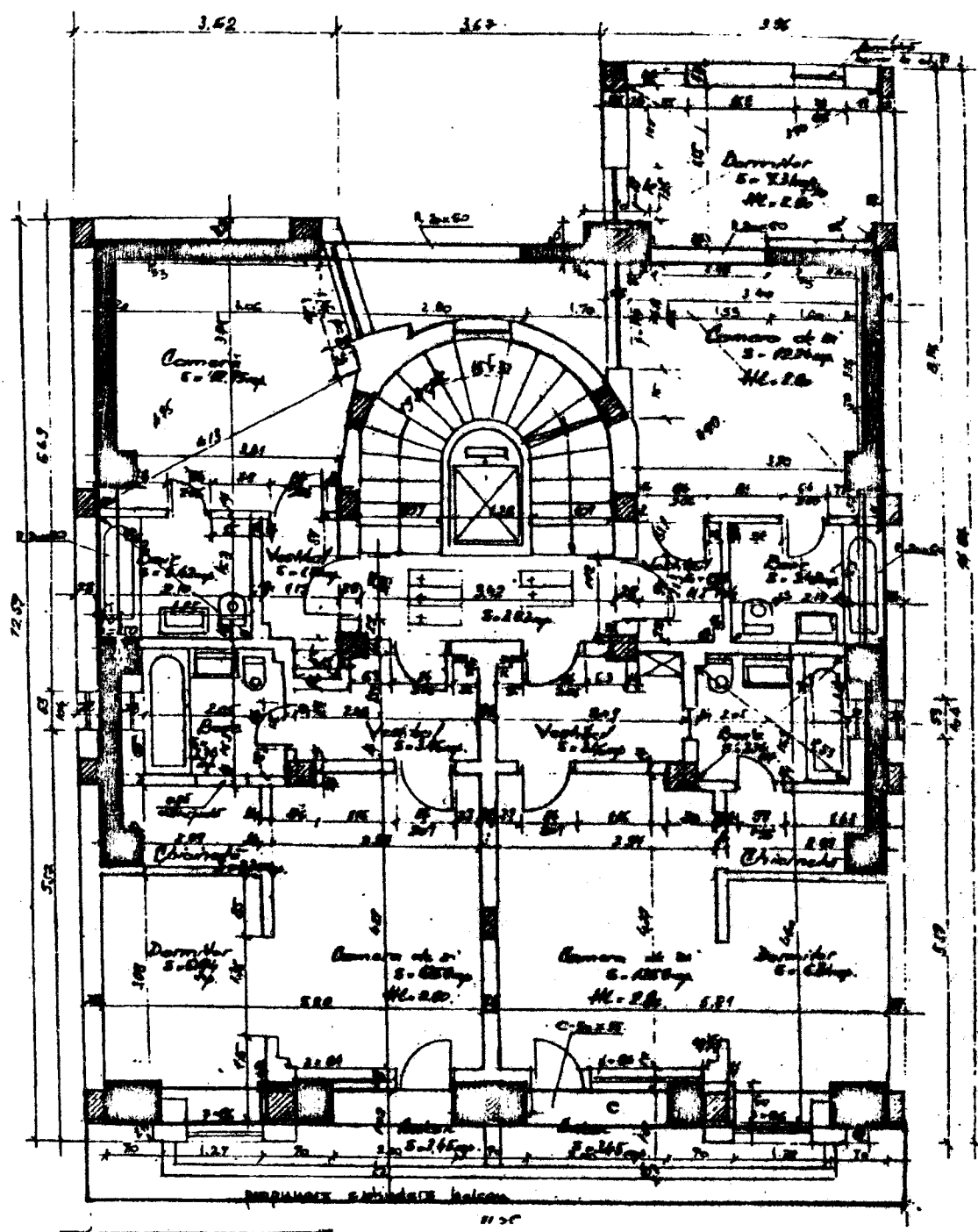


Fig. 4.15

4.2.4. Clădiri cu pereți structurali din beton armat

Așa cum s-a arătat la paragr.2.5.5, comportarea clădirilor cu pereți structurali din beton armat construite în București în perioada 1950 -1977, la cutremurul din 1977 și la cele următoare din 1986 și 1990, în afara cazurilor singulare menționate în paragraful respectiv, se poate considera că a fost în general satisfăcătoare. Principalele deficiențe cu caracter sistematic ieșite la iveală în special la cutremurul din 1977 și ale căror cauze au fost arătate în același paragraf, se referă la:

- fisurarea la 45° a elementelor verticale (pereți plini și montanții pereților cu goluri) din solicitarea la forță tăietoare și care uneori, în cazurile când armarea inimilor pereților era realizată din oțel neductil (plase sudate din STNB), a fost însoțită chiar de ruperi ale plaselor de armătură;

- fisuri înclinate pronunțate în riglele de cuplare, uneori mergând până la crăpături cu aspect de rupere;

- mai rar, fisuri verticale în zonele de capăt ale unor pereți, denotând apropierea de stadiul de cedare la compresiune.

În afară de aceasta, la verificările prin calcul ale clădirilor având pe inimile pereților structurali numai armături locale (fig.2.14), s-au detectat cazuri în care pereții respectivi sunt insuficient asigurați la forță tăietoare în raport cu exigențele din prescripțiile actuale de proiectare antiseismică. Chiar dacă la cutremurele din 1977, 1986 și 1990 aceasta nu s-a materializat prin avarii, este totuși vorba de o lipsă de acoperire care necesită măsuri de remediere.

În cazurile arătate mai sus, măsurile de intervenție recomandate sunt următoarele:

- a) Pentru pereții cu fisuri la 45° , dacă armarea curentă a inimii este realizată din plase de oțel ductil (OB 37 sau PC 52), este suficientă o reparare a fisurilor prin injectarea cu rășini epoxidice. Dacă însă pentru armarea inimii s-au folosit plase sudate din STNB și acestea au prezentat ruperi, este necesară placarea pereților respectivi cu beton armat, de preferință pe ambele fețe. Aceeași măsură poate deveni necesară și în situațiile când, în special la pereții cu armătură pe inimă discontinuă, rezultă din verificarea prin calcul un grad de asigurare insuficient la forță tăietoare.

Alcătuirea și armarea plăcilor este asemănătoare cu a celor folosite la consolidarea pereților portanți din zidărie de cărămidă, arătate în fig.4.3. Înainte de executarea plăcilor, se repară fisurile din peretele existent prin injectare cu rășini epoxidice și se practică prin forare goluri ϕ 25 - 30 mm la 45 - 50 cm distanță (fig.4.16), în care se introduc armăturile de susținere a plaselor din plăci și apoi se umplu cu lapte de ciment.

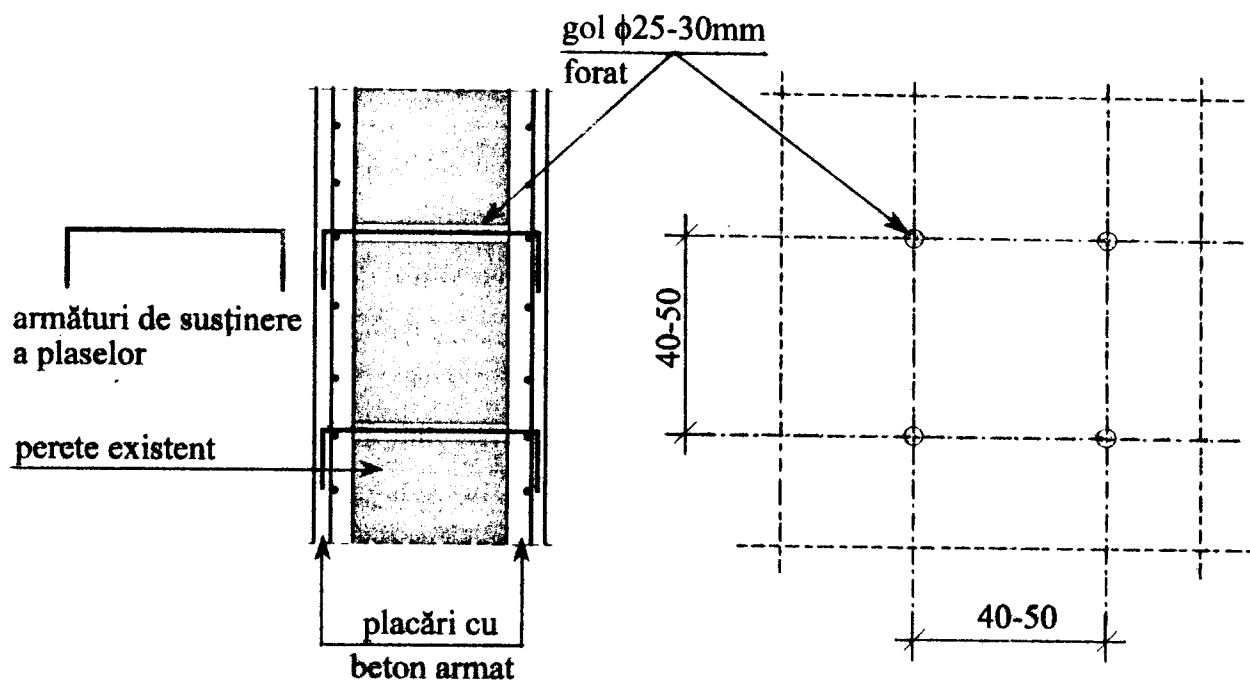


Fig. 4.16

b) Petru riglele de cuplare fisurate în câmp la 45° ca în fig.2.30.b, măsurile de remediere aplicate în mod obișnuit după cutremurul din 1977 au constatat în repararea prin injectare a fisurilor. Când însă aceste fisuri au fost mai pronunțate, devenind crăpături cu aspect de ruperi, a fost necesar să se meargă până la demolarea integrală a betonului riglelor de cuplare respective, cu păstrarea armăturilor existente și suplimentarea după caz a etrierilor și apoi rebetonarea.

Este totuși de subliniat că atât timp cât armarea longitudinală a riglei se menține aceeași, chiar dacă se aplică măsura radicală de demolare și rebetonare, intervenția trebuie considerată numai ca o reparație și nu ca o consolidare, întrucât gradul de asigurare al riglei nu crește, astfel că la un viitor cutremur puternic pot reapărea aceleași defecțiuni.

Având însă în vedere frecvența destul de redusă a cutremurelor puternice vrâncene și pe de altă parte faptul că deteriorarea, chiar gravă, a riglelor de cuplare reprezintă o avarie de importanță minoră pentru siguranța ansamblului unui perete structural cu goluri, aplicarea soluției cu demolarea și rebetonarea riglelor, admitând necesitatea repetării aceleiași operații după fiecare cutremur puternic, nu trebuie considerată ca exagerată.

c) Fisurile verticale în zonele de capăt ale pereților, cauzate de suprasolicitarea lor în situația când lucrează la compresiune, reprezintă defecțiuni deosebit de periculoase și care necesită cămășuirea capetelor respective, cu demolarea prealabilă a betonului fisurat și rebetonarea odată cu execuția cămășuirii, ca în fig.4.17.

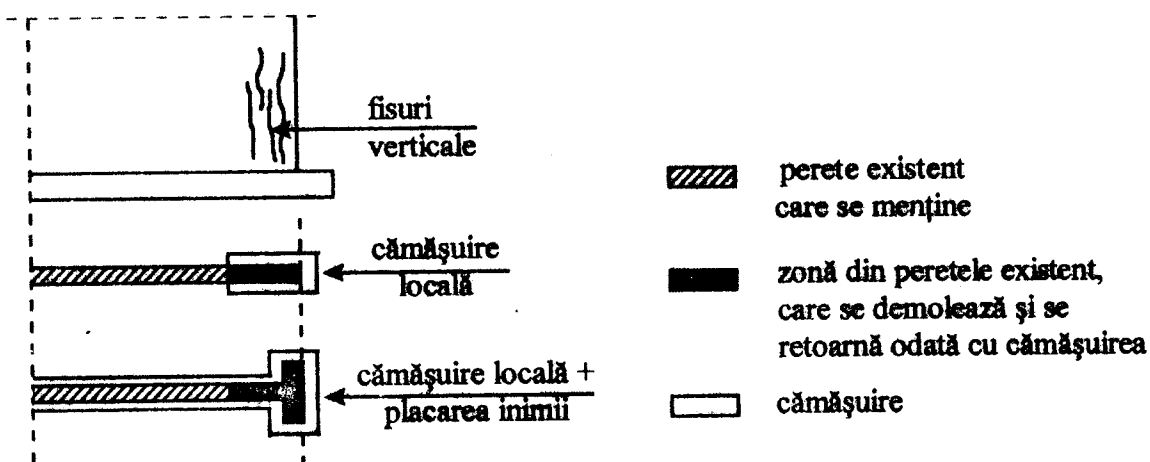


Fig. 4.17

4.3. Reparații

4.3.1. La pereții portanți și neportanți din zidărie.

Scopul reparațiilor la pereții de zidărie care prezintă fisuri din acțiunea cutremurelor este de a restabili continuitatea zidăriei în dreptul fisurilor, prin unul din procedeele enumerate mai jos, între care de la caz la caz expertul tehnic stabilește pe cel mai adecvat, în funcție de importanța structurală a peretelui și de amploarea avariilor.

În toate soluțiile, peretele de zidărie existent trebuie să fie în prealabil decopertat prin îndepărtarea tencuielilor, local sau după necesitate pe toată suprafața peretelui. De asemenea, în toate soluțiile, înainte de executarea reparației, suprafața peretelui se curăță prin periere energetică cu perii de sârmă, suflare cu aer comprimat și spălare cu jet de apă.

a) REPARAREA CU SCOABE (fig.4.18)

Se folosesc scoabe din oțel beton $\phi 6$ sau $\phi 8$ mm, dispuse pe ambele fețe ale peretelui, ca în figură, perpendicular pe direcția fisurii și ancorate în rosturile orizontale ale zidăriei în găuri $\phi 25 - 30$ mm, care după montarea scoabelor se umplu cu mortar de ciment.

b) REPARAREA PRIN REȚESEREA ZIDĂRIEI (fig.4.19)

În porțiunea avariată se desface zidăria existentă și se înlocuiește cu o zidărie nouă, asigurându-se țeserea acesteia cu cea învecinată. Înainte de montarea zidăriei de înlocuire,

suprafața de contact a zidăriei existente învecinate se tratează prin vopsire cu lapte de ciment cu adaos de aracet.

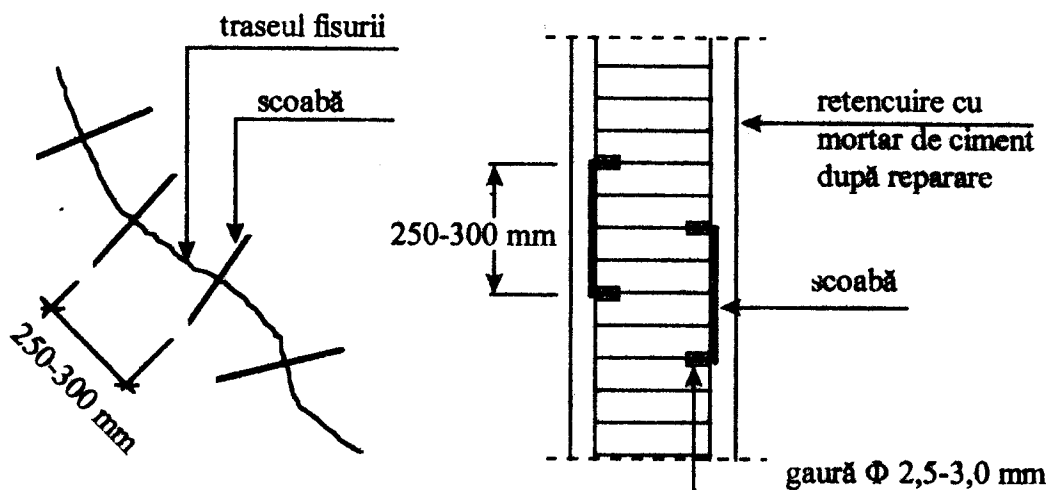


Fig. 4.18

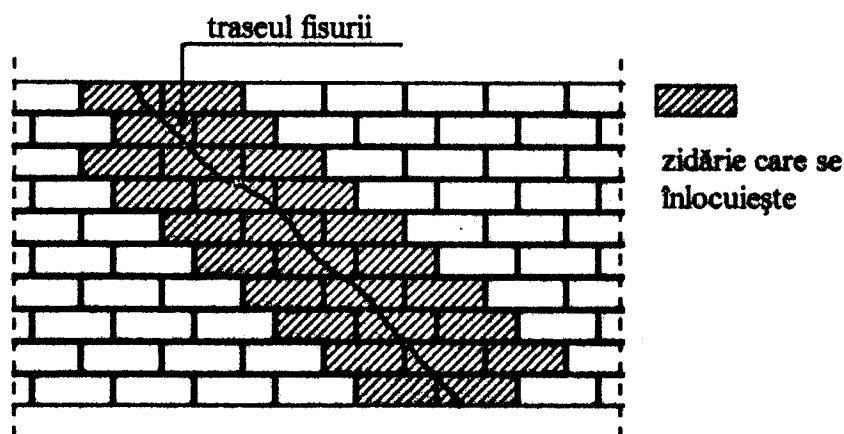


Fig. 4.19

c) REPARAREA PRIN INJECTAREA FISURILOR.

Injectarea se face cu mortar de ciment de marca M50, fluid. După curățarea suprafețelor peretelui, se aplică pe ambele fețe un strat de mortar de ciment de 3 - 4 cm grosime în porțiunile unde urmează să se facă injectarea. Concomitent cu aceasta, se introduc în fisuri, în dreptul rosturilor zidăriei, ștuțuri (țevi) din PVC ϕ 8 mm, la intervale de cca. 1 m și care se astupă.

După întărirea mortarului, se execută injectarea prin ștuțuri cu pompe de tip special, la o presiune ≤ 3 atm., în ordinea de jos în sus și ținând de fiecare dată destupat ștuțul prin care se injectează și cel imediat următor. Când mortarul injectat refulcă în

ștuțul următor se oprește pompa, se astupă ștuțul prin care s-a făcut injectarea și se trece la cel următor, destupând pe cel care urmează în continuare. În această ordine se procedează pe tot traseul fisurii.

d) În cazul pereților interiori nestructurali cu avarieri mai grave, devine mai avantajoasă demolarea lor în întregime și înlocuirea, de preferință cu pereți din materiale ușoare, cum ar fi cei din gips-carton.

4.3.2. La elementele structurale din beton armat

a) REPARAREA PRIN INJECTAREA FISURILOR

La elementele structurale din beton armat (stâlpi, grinzi, pereți, rigle de cuplare, plăci), injectarea fisurilor se face de regulă folosind rășini epoxidice și anume:

- la fisuri cu deschideri sub 2 mm: rășină epoxidică;
- la fisuri cu deschideri între 2 ... 5 mm: chit epoxidic format dintr-un amestec de rășină epoxidică și filler (în proporții egale în greutate).

Injectarea se face tot prin ștuțuri, dispuse pe traseul fisurilor la fel ca în cazul injectărilor cu lapte de ciment, tratate mai sus la paragr.4.3.1.c. Ștuțurile se plasează:

- la elemente cu grosime (lățime) până la 200 mm, pe o singură față, la distanțe de 250 ... 300 mm în lungul fisurii;
- la elemente cu grosime (lățime) mai mare, pe ambele fețe, la distanțe de 100...150mm și dispuse decalat.

Înainte de executarea injectării se decopertează elementul de beton armat prin îndepărtarea tencuielii, pe o lățime de 50 ... 80 mm de o parte și de alta a fisurii și se execută, cu o bormașină sau o mașină rotopercutantă, orificiile necesare pentru introducerea ștuțurilor. Adâncimea orificiilor se recomandă să fie de cca.20 mm. Se montează apoi ștuțurile și se fixează în poziție prin aplicare cu șpaclul a unui strat de chit epoxidic în lungul fisurii, după care se astupă. Ordinea de destupare succesivă a ștuțurilor pe măsura execuției injectării este aceeași cu cea descrisă la paragr.4.3.1.c pentru injectările cu mortar de ciment ale zidărilor.

Indicații tehnologice mai detaliate pentru această soluție de repararea a elementelor de beton armat se găsesc în lucrarea [8] .

b) REPARAREA GRINZILOR FISURATE PRIN PLACARE CU ȚESĂTURĂ DIN FIBRĂ DE STICLĂ ÎNGLOBATĂ ÎN CHIT EPOXIDIC.

O soluție specifică pentru repararea inimilor grinzilor de beton armat care prezintă fisuri înclinate din suprasolicitarea la forță tăietoare este cea prin placare cu țesătură din fibre de sticlă înglobată în chit epoxidic (fig.4.20), sistem elaborat de INCERC București după cutremurul din 1977 și reglementat prin "Instrucțiunile tehnice privind injectarea fisurilor din elementele de beton armat cu rășini epoxidice" - Indicativ C.183 - 77 (vezi și [8]).

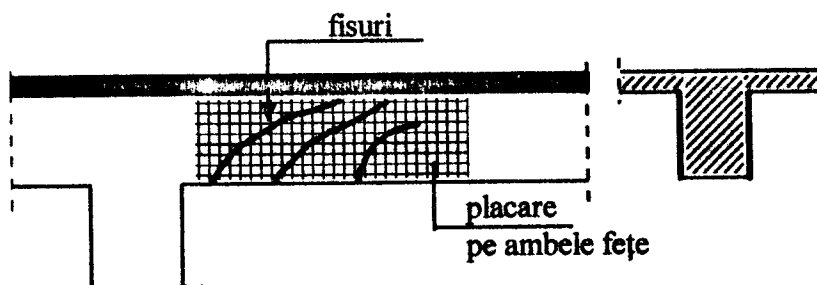


Fig. 4.20

Placarea se aplică pe ambele fețe ale grinzii și are drept scop restabilirea continuității inimii în dreptul fisurilor înclinate și suplimentarea capacității de preluare a eforturilor principale de întindere. Din acest punct de vedere, operațiunea de placare poate fi privită nu numai ca o reparație, dar și ca o consolidare cu caracter local.

Placarea este alcătuită din 1 - 3 straturi de fibre de sticlă, alternate cu straturi de chit epoxidic. Numărul necesar de straturi de fibră de sticlă se stabilește pe baza verificării prin calcul a grinzii la forță tăietoare și anume suplimentul de forță tăietoare capabilă ce se realizează prin placare într-o secțiune dată se determină cu relația:

$$\Delta Q = n_{st} R_{st} h_0 \quad (4.1)$$

unde:

n_{st} = numărul de straturi de fibră de sticlă;

R_{st} = rezistența de calcul la întindere a fibrelor de sticlă, care se poate lua

$$R_{st} = 25 \text{ daN/cm}^2 ;$$

h_0 = înălțimea utilă a grinzii.

Din relația (4.1) , dacă se cunoaște suplimentul de forță tăietoare capabilă necesar, se determină n_{st} .

Soluția este eficientă numai în măsura în care betonul grinzii este de bună calitate, fără segregări sau degradări din coroziune.

Același sistem se poate utiliza și pentru repararea fisurilor de la intradosul plăcilor de planșee.

c) CONSIDERAȚII FINALE.

Tehnica reparării elementelor de beton armat fisurate, inclusiv în cazurile când fisurile

sunt produse de solicitări seismice, este în continuă evoluție, atât sub aspectul materialelor utilizate cât și sub cel al procedeeelor de execuție. Este de așteptat ca în viitorul apropiat să apară sisteme noi, mai eficiente decât cele utilizate în prezent.

BIBLIOGRAFIE SELECTIVĂ

- [1] **Agent, R.** : Asigurarea protecției antiseismice a construcțiilor existente. Referat de sinteză la Conferința Națională AICPS, iunie 1992, București. În: Buletinul AICPS nr.2/1992.
- [2] **Agent, R.** : Guiding principles in the strengthening design of earthquake damaged buildings in Romania and case implementations. In: Proceedings of the seventeenth regional european seminar on earthquake engineering, Haifa, 8 - 10 sept.1993, pag. 417 - 430.
- [3] **Agent, R.** : Preocupări actuale prioritare în proiectarea structurilor din beton armat în România. Raport general la a XVI-a Conferință pentru beton, Brașov, 28 - 30 iunie 1994.
- [4] **Agent, R.** : Concluzii și propuneri rezultate din activitatea de punere în siguranță a clădirilor existente din București. În : Buletinul AICPS, nr.1/1996.
- [5] **Agent, R., Dumitrescu, D. și Postelnicu, T.** : Noile prevederi privind calculul și alcătuirea elementelor din beton și beton armat, adoptate în STAS 10107/0-90. În: Construcții, nr.3 - 4/1989.
- [6] **Agent, R., Georgescu, Dr. și Postelnicu, T.** : Consolidarea unei structuri din beton armat cu elemente metalice. În: Buletinul AICPS, nr.2 - 3/1993.
- [7] **Aoyama, H.** : A method for the evaluation of the seismic capacity of existing buildings in Japan. În: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol.14, nr.3, sept.1981.
- [8] **Arsenle, Gr., Voiculescu, M. și Ionașcu, M.** : Soluții de consolidare a construcțiilor avariate de cutremure. București, Ed.Tehnică, 1997.
- [9] **Beleş, A.A.** : Cutremurul și construcțiile. București, 1941.
- [10] **Bertero, V.V.** : Seismic upgrading of existing structures. In: Proceedings of the 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid, 1992, vol.9, pag.5101 - 5106.
- [11] **Bertero, V.V., Mahin, St. și Axley, J.** : Lessons from structural damages observed in recent earthquakes. In: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol.4, pag.257 - 264.
- [12] **Bertero, V.V. ș.a.** : Design guidelines for ductility and drift limits. Berkeley, Report UCB/EERC 91/15.
- [13] **Clîșmîglu, Al.** : După 4 martie 1977. In: Arhitectura, nr.4/1977.

- [14] **Crainic, L.** : Comentarii la Normativul P.100-92 - capitolele 11 și 12. In: Buletinul AICPS, nr.1 - 2/94.
- [15] **Crainic, L. și Postelnicu, T.** : Normativul P.100-91 - o nouă redactare a prescripțiilor de proiectare antiseismică. In: Calitatea Construcțiilor, nr.2, ian. - martie 1991.
- [16] **Davidovici, V.E.** : Strengthening existing buildings. In: Proceedings of the seventeenth regional european seminar on earthquake engineering, Haifa, 8 - 10 sept.1993, pag.389 - 416.
- [17] **Dumitrescu, D. și Postelnicu, T.** : Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice. In: Construcții, nr.1/1979.
- [18] **Dumitrescu, D., Agent, R. și Sandi, H.** : Redactarea îmbunătățită a normativului românesc pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor (P.100-81). Prezentare și comentarii. In: Construcții, nr.12/1981.
- [19] **European Committee for Standardization:** Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-4: Strengthening and repair of buildings, 1996
- [20] **Fintel, M.** : Observations on the performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. In: Proceedings of the seventeenth regional european seminar on earthquake engineering. Haifa, 8 - 10 sept. 1993, pag.3-28.
- [21] **Ifrim, M.** : Romanian earthquake of march 4, 1977. Some specific engineering aspects. In: Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Atena, 1982, vol.1, pag.71-78.
- [22] **Lungu, D, Cornea, T, Zaicenco, A si Nedelcu, C:** Hazardul seismic din sursa Vrancea si microzonarea seismică a municipiului București. În: Conferința Națională de Inginerie Seismică, București, 1997, vol. 1, pag. 11-28.
- [23] **Mironescu, M. ș.a.** : Evaluări calitative ale construcțiilor existente, cu determinarea gradului de asigurare pentru acțiuni seismice. In: Buletinul AICPS, nr.4/1992.
- [24] **Mironescu, M. ș.a.** : Probleme privind evaluarea gradelor de asigurare la solicitări gravitaționale și seismice a construcțiilor de locuințe și social - culturale cu sisteme constructive din zidărie de cărămidă sau schelet de beton armat cu zidărie de umplutură, proiectate și executate înainte de 1940. In: Gazeta AICR, sept.1994.
- [25] **Mironescu, M. ș.a.** : Metode noi de investigare prin calcul a construcțiilor cu pereți structurali din zidărie. In:Buletinul AICPS, nr.3/1995.

- [26] **M.L.P.A.T. : Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale, indicativ P.100-92.**
- [27] **M.L.P.A.T. : Cod pentru proiectarea construcțiilor cu pereți structurali de beton armat, indicativ P85-96. In: Buletinul Construcțiilor, vol.10/1996 (însoțit de comentarii).**
- [28] **M.L.P.A.T. : Completarea și modificarea capitolelor 11 și 12 din Normativul pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale, indicativ P.100-92. In: Buletinul Construcțiilor, vol.11/1996 (însoțit de comentarii).**
- [29] **Paulay, T., Bachmann, H. și Moser, K. : Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag, Basel, 1990.**
- [30] **Paulay, T. și Priestley, M. : Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. J.Wiley & Sons, 1992.**
- [31] **Pinto, P.E.: Assessment and redesign of existing structures. Current developments in Europe. In : Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 1996.**
- [32] **Postelnicu, T.: Noua ediție a codului de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat P.85-96. În: Conferința Națională de Inginerie Seismică, București, 1997, vol. 1, pag. 159-168**
- [33] **Postelnicu, T., Gabor, M., Zamfirescu, D. și Petrescu, Vl. : Metodă de evaluare a structurilor de beton armat ale construcțiilor existente. In: Buletinul AICPS, nr. 1 - 2/1997**
- [34] **Postelnicu, T., Gabor, M., Zamfirescu, D. și Petrescu, Vl. : Dimensionarea rigidității la deplasare laterală a structurilor în cadre etajate. In: Buletinul AICPS, nr. 1 - 2/1997.**
- [35] **Prager, E. : Betonul armat în România. Ed.Tehnică, București, 1979.**
- [36] **Pretorian, A., Vlerescu, R. și Stolca, D. : Structuri P 13 din beton armat. Metodologia dinamică neliniară de analizare a comportării antiseismice a construcțiilor existente. In: Buletinul AICPS, nr.2/1992.**
- [37] **Sandi, H. : Siguranța structurilor clădirilor de locuințe. Învățăminte rezultate din comportarea la cutremurul din 4 martie 1977. In: Construcții, nr.12/1981.**
- [38] **Sandi, H. : Cutremurul din 4 martie 1977 în retrospectiva unui deceniu. În: Construcții, nr.12/1987.**

- [39] **Scarlat, A.** : Evaluation of existing buildings in Israel for seismic hazard. In: Proceedings of the seventeenth regional european seminar on earthquake engineering. Haifa, 8 - 10 sept.1993, pag.481 - 497.
- [40] **Țițaru, E. și Căpățână, D.** : Concepte și metode privind elaborarea expertizelor antiseismice și stabilirea soluțiilor de principiu de intervenție pentru construcții existente. Raport general la a XVI-a Conferință pentru Beton, Brașov, 28 - 30 iunie 1994, vol.2, pag.3.1 - 3.22.
- [41] **Țițaru,E., Popescu,P și Albol,V.:** Considerații privind proiectarea antiseismică a structurilor de fundații. În: Conferința Națională de Inginerie Seismică, București, 1997, vol. 1,pag. 117-124
- [42] **Utză-Bălcoianu, S.** : Considerații și propuneri privind prescripțiile tehnice și reglementările legale, specifice construcțiilor existente. In: Buletinul AICPS, nr. 1 - 2/1997.

Notă. Din comunicările prezentate la recenta Conferință Națională de Inginerie Seismică au fost menționate numai cele publicate în volumul 1, apărut înainte de încheierea prezentului curs și legate direct de conținutul său.

C U P R I N S

	pag.
Prefață	3
Cap.1 Criterii generale pentru estimarea și controlul nivelului de asigurare a protecției antisismice la clădirile existente	
1.1. Elemente introductive	5
1.2. Concepția constructivă de ansamblu	6
1.3. Verificarea de rezistență	12
1.4. Verificarea de rigiditate	47
1.5. Verificarea de ductilitate	55
1.6. Verificarea globală a structurilor printr-un calcul dinamic neliniar	67
Cap.2 Clasificarea și caracterizarea clădirilor din România după perioada în care au fost realizate	
2.1. Elemente introductive	70
2.2. Perioada 1890 - 1920	72
2.3. Perioada 1920 - 1940	78
2.4. Perioada 1950 - 1977	84
2.5. Cutremurul din 4 martie 1977 și efectele lui asupra construcțiilor	100
2.6. Perioada 1977 - 1990	113
2.7. Perioada actuală (după 1990)	116
Cap.3 Expertizarea clădirilor existente	
3.1. Necesitatea și obiectul expertizelor tehnice	128
3.2. Corelarea între expertizarea structurală și expertizarea funcțională	129
3.3. Organizarea și conținutul unei expertize structurale	129
Cap.4 Sisteme de consolidare și de reparare post-seism	
4.1. Considerații introductive	138
4.2. Lucrări de consolidare	139
4.3. Reparații	157
Bibliografie selectivă	162